

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

Facultad de Ingeniería Civil

Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**“ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR DE CINCO NIVELES CON SISTEMA DUAL DE
PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA
PROVINCIA DE SULLANA”**

PRESENTADA POR:

BACHILLER EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA

ASESORADO POR:

ING. CARLOS SILVA CASTILLO

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

**LINEA DE INVESTIGACION
ESTRUCTURAS**

PIURA-PERU

2018



HOJA DE REGISTRO DE FIRMAS

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA"

**ING. CARMEN CHILON MUÑOZ M.Sc.
PRESIDENTE**

**ING. JULIAN FEDERICO DIENSTMAIER LEON
SECRETARIO**

**ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS M.Sc.
VOCAL**

**ING. CARLOS SILVA CASTILLO
ASESOR**

**BACH. EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
TESISTA**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
Facultad de Ingeniería Civil
DECANATO

ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS

Los Miembros del Jurado Calificador, que suscriben, reunidos para estudiar el Trabajo de Tesis, presentado por el ex alumno de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura.

BACH. JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR

TESIS TITULADA

"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR DE CINCO NIVELES CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA"

Oídas las observaciones y las respuestas a las preguntas, lo declaran

Aprobado con el calificativo de *Bueno*

En consecuencia, queda en condiciones de ser calificado:

Apto

Por el Consejo de Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Piura, y recibir el **título de INGENIERO CIVIL**, de conformidad con lo estipulado en el Art. 176 del Estatuto General de la Universidad Nacional de Piura.

PIURA, 30 DE OCTUBRE DE 2018.


ING. CARMEN CHILON MUÑOZ M.Sc.
PRESIDENTE


ING. JULIAN FEDERICO DIENSTMAIER LEON
SECRETARIO


ING. ANTONIO TIMANA FIESTAS M.Sc.
VOCAL



RESUMEN

El objetivo de este proyecto de tesis ha sido realizar el diseño estructural de un edificio de 5 pisos con sistema dual de pórticos y placas de concreto armado ,destinado al uso de viviendas, ubicado en la provincia de Sullana, distrito de Sullana , departamento de Piura.

Lo que se está proyectando es, dos departamentos familiares por cada piso y estacionamientos en el primer nivel, obteniendo en total nueve departamentos familiares. El área del terreno donde se edificara es de 189.00 m^2 y el área para cada departamento será de 83.90 m^2 con los ambientes necesarios para familias de 3-4 personas.

En cuanto a las características generales del terreno se llevó a cabo el estudio de suelos en el terreno a cimentar, se excavaron dos calicatas a 3m de profundidad de las cuales se obtuvieron muestras para los correspondientes ensayos, se realizó el muestreo para los horizontes estratigráficos y su correspondiente descripción, y para la obtención de la capacidad portante se hizo un ensayo de penetración dinámica ligera (DPL).

Todos los cálculos y análisis de diseño se hicieron de acuerdo al reglamento nacional de edificación y a las distintas normas que lo componen, para los análisis sísmicos se emplearon programas como el ETABS para el modelamiento de las estructuras.

Finalmente para las cimentaciones según el informe, recomendaciones del estudio de suelos, economía y criterio estructural se concluyó el uso de una platea para la cimentación con peralte de 50 cm y uso de vigas de cimentación, las cuales rigidizan el conjunto y ayudan a controlar mejor los momentos que se originan según las distintas combinaciones de carga, además de reducir las presiones admisibles del terreno y evitar asentamientos diferenciales en los puntos con mayores cargas, se hace indispensable el mejoramiento del terreno a cimentar por ello se deberá cortar y reemplazar 40 cm por debajo del nivel de fondo de cimentación.



ABSTRACT

The objective of this Project has been to carry out the structural design of a five story building with a dual gantry system and reinforced concrete plates, intended for the use of housing; located in the province of Sullana, district of Sullana, department of piura.

What is being projected is two family apartments for each floor and parking in the first level, obtaining a total of nine family apartments. The área of the land where it will be built is 200.00m² and the área for each department will be 83.90 m² with the necessary environments for families of 3-4 people.

Regarding the general characteristics of the land, the soil study was carried out in the ground to be cemented, two test pits were excavated at 3m depth from which samples were obtained for the corresponding test, sampling was carried out for the stratigraphic horizons and its corresponding description, and to obtain the bearing capacity, a light dynamic penetration test (DPL) was made.

All calculations and design analysis were made; according to the national building regulations and the different standards that compose it, for seismic analysis programs such as ETABS were used for the modeling of the structures.

Finally for the foundations according to the report, recommendations of the study of soils, economy and structural criteria, the use of a slab for the foundation with 50cm cant and use of foundation beams, which stiffen the whole and help to control better the moments that originate according to the different combinations of load, in addition to reducing the admissible pressures of the land and avoiding differential settlements in the points with greater loads, it is indispensable the improvement of the terrain to be cemented therefore it will have to cut and replace 40 cm below the foundation level.



DEDICATORIA

A MIS PADRES FREDY y TEO:

Ellos fueron la fuente de inspiración de mi vida y mi desarrollo como Profesional, Apoyándome y siendo los mejores consejeros en los momentos difíciles de mi carrera y mí día a día, Es por ello que les dedico este trabajo con mucho amor ya que fueron un factor importante para alcanzar una de mis principales metas.



INDICE GENERAL

CAPITULO 1: INTRODUCCION

- 1.1 Descripción del proyecto
- 1.2 Normas de Diseño
- 1.3 Cargas de diseño
- 1.4 Combinaciones de carga
- 1.5 Factores de reducción de resistencia

CAPITULO 2: ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACION

- 2.1 Características del suelo de fundación

CAPITULO 3: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

- 3.1 Generalidades
- 3.2 Criterios de estructuración sísmo-resistente
 - 3.2.1 Diseño en concreto armado
 - 3.2.2 Sub-Estructura o Cimentación
 - 3.2.3 Elementos no estructurales
 - 3.2.4 Rigidez lateral
 - 3.2.5 Resistencia y ductilidad
 - 3.2.6 Uniformidad y continuidad de la estructura
 - 3.2.7 Hiperestaticidad y monolitismo
 - 3.2.8 Existencia de losas
 - 3.2.9 Simplicidad y simetría
- 3.3 Estructuración del edificio multifamiliar
- 3.4 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales
 - 3.4.1 Pre-dimensionamiento de losas aligeradas
 - 3.4.2 Pre-dimensionamiento de losas macizas
 - 3.4.3 Pre-dimensionamiento de vigas
 - 3.4.4 Pre-dimensionamiento de columnas
 - 3.4.5 Pre-dimensionamiento de placas
 - 3.4.6 Pre-dimensionamiento de escaleras
 - 3.4.7 Pre-dimensionamiento de ascensor y cuarto de maquinas
 - 3.4.8 Pre-dimensionamiento del Tanque Elevado

CAPITULO 4: ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

- 4.1 Metrado y Análisis estructural
 - 4.1.1 Metrado de Aligerados
 - 4.1.2 Metrado de Losas macizas
 - 4.1.3 Metrado de Vigas
 - 4.1.4 Metrado de Columnas
 - 4.1.5 Metrado de Placas
 - 4.1.6 Metrado de Escaleras

CAPITULO 5: ANALISIS SISMICO

5.1 Análisis sísmico estático

- 5.1.1 Generalidades
- 5.1.2 Peso Sísmico de la edificación
- 5.1.3 Parámetros de sitio
- 5.1.4 Fuerza cortante en la base
- 5.1.5 Distribución de la fuerza sísmica en altura
- 5.1.6 Modelo estructural con ATABS
- 5.1.7 Desplazamientos laterales admisibles
- 5.1.8 Junta sísmica
- 5.1.9 Verificación del periodo de vibración
- 5.1.10 Regularidad estructural
- 5.1.11 Fuerzas internas máximas

5.2 Análisis sísmico dinámico

- 5.2.1 Generalidades
- 5.2.2 Análisis modal
- 5.2.3 Análisis espectral
- 5.2.4 Modelo Estructural con ETABS
- 5.2.5 Resultado de análisis
- 5.2.6 Cortante Dinámica

CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1 Aspectos generales para diseño

- 6.1.1 El diseño estructural
- 6.1.2 Ventajas del concreto armado
- 6.1.3 Detalles del refuerzo
 - 6.1.3.1 Mecanismo de adherencia entre refuerzo y concreto
 - 6.1.3.2 Recubrimiento y espaciamiento mínimo del refuerzo
 - 6.1.3.3 Gancho estándar
 - 6.1.3.4 Paquete de barras
 - 6.1.3.5 Empalme de varillas
- 6.1.4 Métodos de diseño
- 6.1.5 Requisitos de resistencia
- 6.1.6 Diseño Por Flexión
 - 6.1.6.1 Tipos de fallas de Elementos sometidos a Flexion

6.2 Diseño de vigas

- 6.2.1 Diseño por flexión
- 6.2.2 Diseño por corte
- 6.2.3 Requisitos para Elementos Sismo-Resistentes

6.3 Diseño de Aligerados

- 6.3.1 Generalidades
- 6.3.2 Diseño por Flexión
- 6.3.3 Diseño por Cortante
- 6.3.5 Deflexiones



6.4 Diseño de losa maciza

6.4.1 Generalidades

6.4.2 Limitaciones del método de Coeficientes

6.4.3 Diseño por Flexión

6.4.4 Diseño por Corte

6.5 Diseño de columnas

6.5.1 Generalidades

6.5.2 Diseño por Flexo compresión Uniaxial

6.5.3 Diseño por Flexo compresión Biaxial

6.5.4 Efecto de Esbeltez en Columnas

6.5.4 Requerimiento para Elementos Sismo-Resistentes

6.6 Diseño de placas

6.6.1 Generalidades

6.6.2 Diseño por flexo-compresión

6.6.3 Diseño por corte

CAPITULO 7: DISEÑO DE CIMENTACIONES

7.1 Generalidades

7.2 Análisis-Tipo de Cimentación

7.3 Diseño de Platea de Cimentación Maciza

7.3.1 Diseño Método Directo

7.3.2 Diseño de Platea con SAFE

7.4 Diseño de Vigas de Cimentación

7.4.1 Momentos de Diseño

7.4.2 Diseño por Flexión

7.4.3 Diseño por Corte

CAPITULO 8: DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

8.1 Diseño de escaleras

8.1.1 Generalidades

8.1.2 Diseño por Flexión

8.1.3 Diseño por Corte

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS



EL PROBLEMA DE INVESTIGACION

La principal problemática que conlleva a este proyecto es el acelerado crecimiento poblacional y expansión de la provincia de Sullana, lo cual implica un mayor desarrollo de proyectos de vivienda, ya que en la actualidad se carece de estos y la población tiende a invadir en terrenos con condiciones desfavorables para edificar.

JUSTIFICACION

El presente anteproyecto surge como una respuesta a la demanda de vivienda que presenta el distrito de Sullana debido a la tendencia de crecimiento poblacional en los últimos años, siendo una de las provincias con mayor porcentaje del total de habitantes del departamento de Piura, con una proyección de crecimiento marcada por el INEI a partir de los resultado de los últimos censos, indicando que a partir del año 2010 al 2017 ha tenido un incremento de 17,520.00 habitantes.

Por otro lado el excesivo crecimiento horizontal en las zonas de expansión de una manera descontrolada, donde se construyen viviendas sin ningún análisis ni estudio previo para su futura ejecución, lo que nos muestra un sin número de fallas en las construcciones existentes, ya que se cimenta sobre terrenos flexibles y sin ninguna supervisión profesional.

El Propósito de este proyecto es hacer el diseño estructural de la vivienda multifamiliar de cinco niveles, ofreciendo calidad, seguridad y mejorar las condiciones de habitabilidad para los futuros habitantes. También se pretende impulsar un crecimiento de manera vertical y desarrollo de nuevos proyectos de vivienda en la ciudad.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Diseño estructural de una vivienda multifamiliar de cinco niveles con sistema dual de pórticos y placas de concreto armado en la provincia de Sullana.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Determinar la capacidad portante del terreno y la profundidad de cimentación.
- Estructuración y pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.
- Idealizar y/o modelar la estructura con programas como el ETABS, para tener una concepción del comportamiento sísmico.
- Verificar los desplazamientos laterales permisibles de entrepisos para estructuras de concreto armado.
- Diseñar los elementos estructurales principales y secundarios del edificio según los parámetros establecidos por nuestra norma.

HIPOTESIS

El presente proyecto cuya configuración estructural consiste primordialmente en un sistema dual de pórticos y placas de concreto armado, tendrá un comportamiento adecuado ante sollicitaciones sísmicas, cumpliendo con los desplazamientos laterales permisibles y las irregularidades tanto en planta como en altura, establecidos en la norma E030 de diseño sismo-resistente, así como también los elementos estructurales sometidos a flexión cumplirán con las deflexiones máximas, con el fin de limitar cualquier deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia.

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1. DESCRIPCION DEL PROYECTO

1.1.1 Localización:

Departamento	Piura
Provincia, distrito	Sullana, Sullana
Dirección	Urb. Las colinas Del Chira Mz:N-3 Lote: 7 (ADUS)
Región Geográfica	Costa(X) sierra() selva()

1.1.2 Arquitectura

La concepción arquitectónica del proyecto se basa en un edificio destinado a viviendas para familias integradas de 3-4 personas por departamento, se proyecta un total de 9 departamentos con una altura de 2.60 m y distribuidos a lo largo del edificio con un máximo de dos departamentos por nivel, los cuales tendrán una área de 83.90 m², dicha estructura se edificara sobre un terreno de 189m².

En el primer nivel existirá un departamento más un área de estacionamientos, los pisos superiores contarán con departamentos típicos con las mismas características en general, teniendo ambientes básicos y necesarios como: Sala-comedor, Cocina, dormitorio principal con baño independiente, dos dormitorios secundarios, baño común.

Los accesos se harán por medio de escaleras de emergencia y un ascensor para el transporte vertical de las personas, existirá un cuarto de máquinas, un cuarto para depósito de basura, además se contará con tanques elevado para los servicios de agua potable.

Se ha tenido en cuenta una distribución simétrica de los elementos estructurales, se ha colocado placas en la caja del ascensor como de la escalera y en otras partes del edificio, se ha considerado el uso de losas aligeradas y losas macizas en el área del hall para asegurar una mejor conexión en esa zona ya que existe una considerada reducción de la losa.

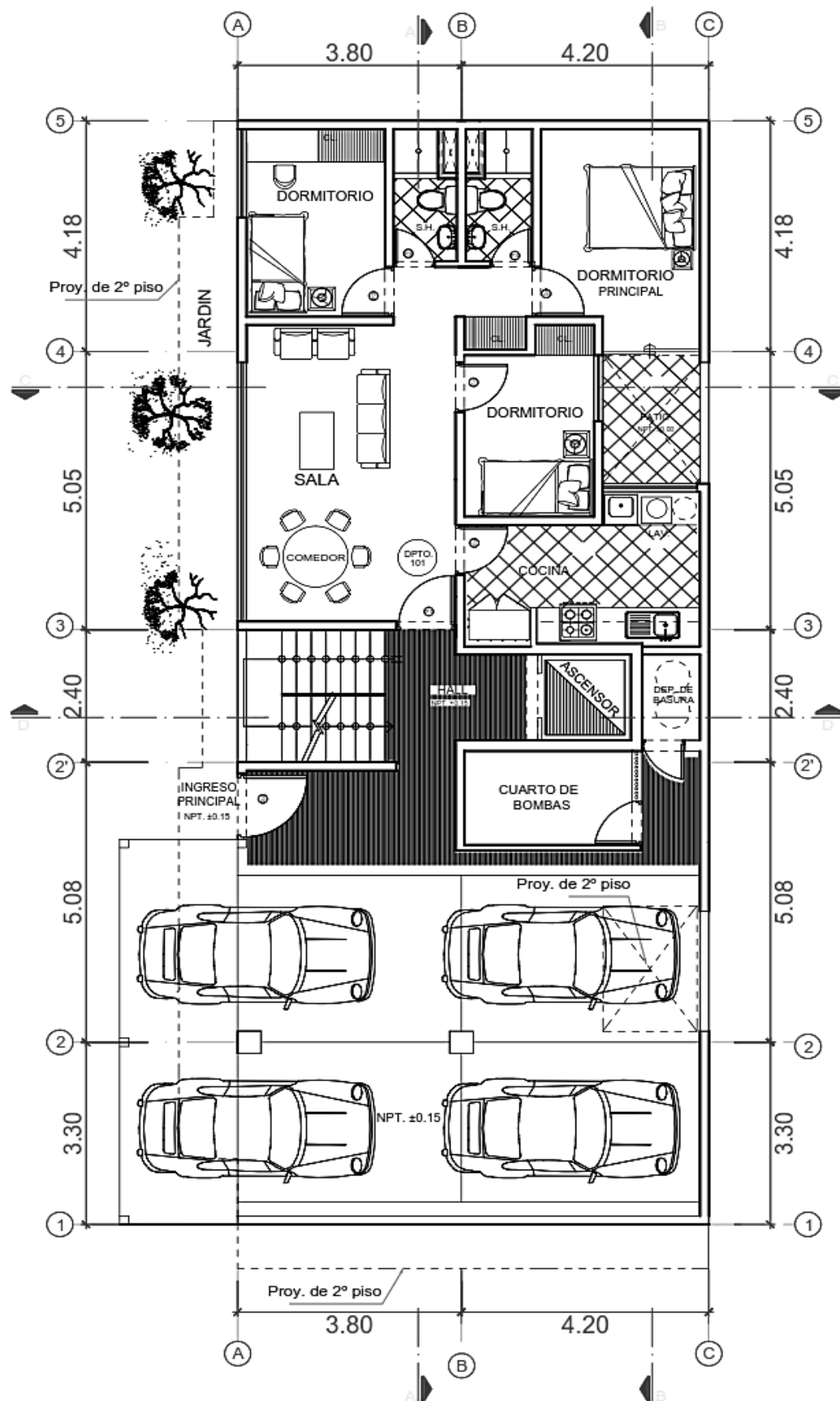


Figura 1.1
Arquitectura Primer Nivel

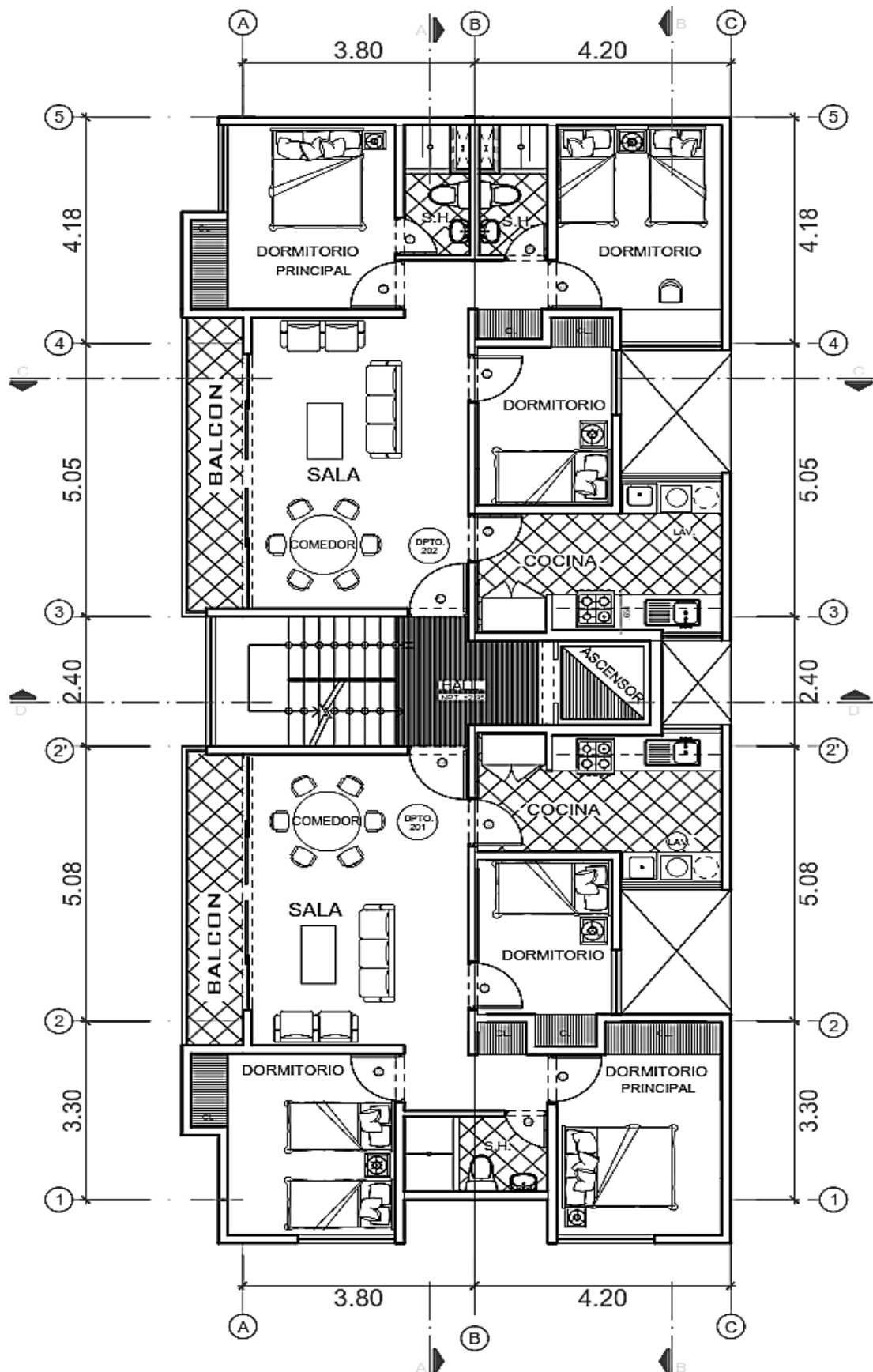


Figura 1.2
Arquitectura Planta Típica

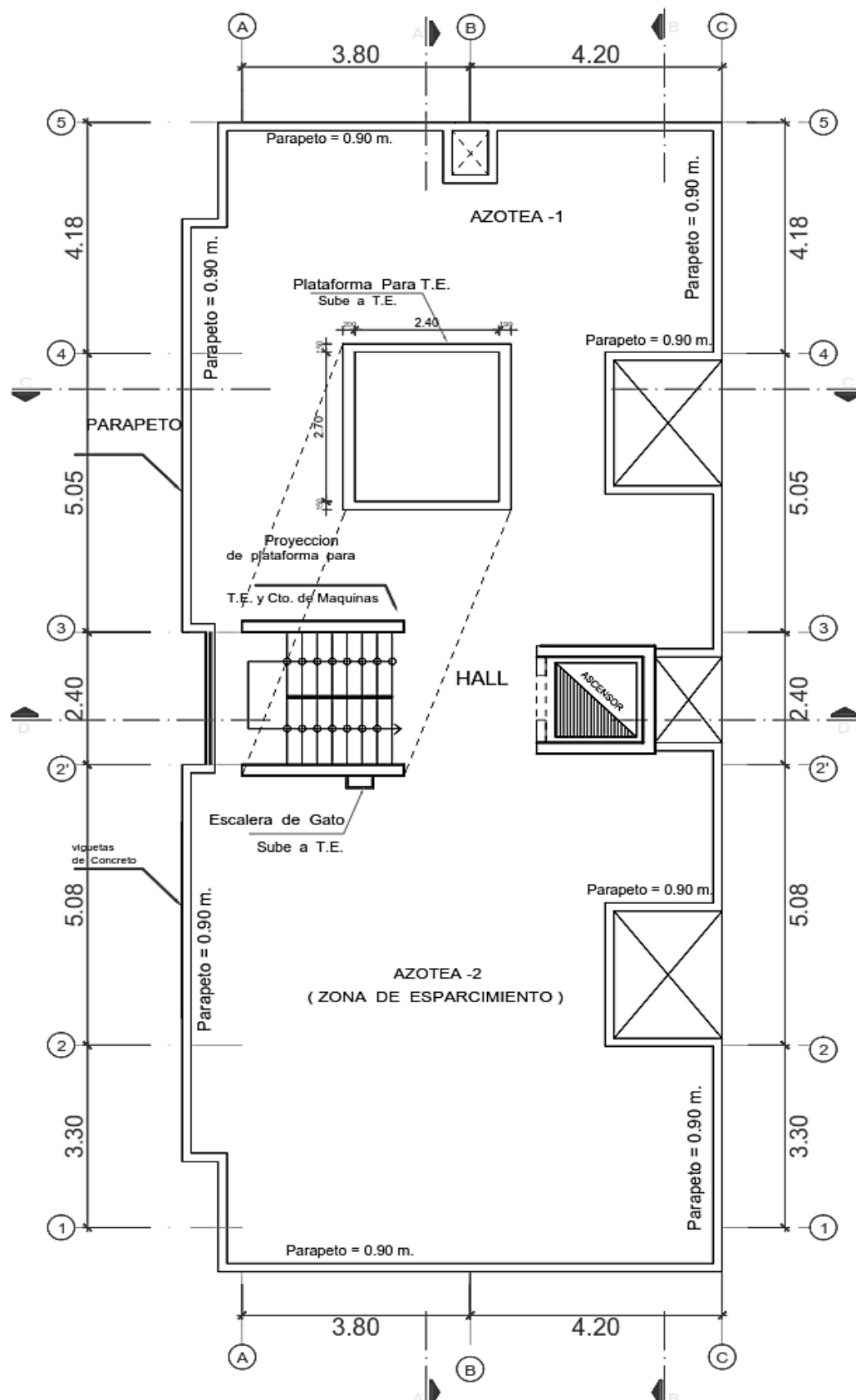


Figura 1.3
Arquitectura Azotea

1.2. NORMAS DE DISEÑO

Las normas que se han empleado están presentes en el reglamento nacional de edificaciones y estas expresan los criterios mínimos que se deben respetar para el diseño de elementos estructurales, y de esta manera asegurar un adecuado comportamiento ante solicitaciones sísmicas.

- (E020) Cargas
- (E030) Diseño Sismo-Resistente (2016)
- (E050) Suelos y Cimentaciones
- (E060) Concreto Armado
- (E070) Albañilería

1.3. CARGAS DE DISEÑO

1.3.1 Cargas estáticas

Son las solicitaciones que no generan perturbación en las estructuras, pero generan esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos de la mano con la carga máxima.

1.3.1.1 Carga Muerta

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo.

Tabla 1.1. Pesos Unitarios de Materiales

Material o Elemento	Peso Unitario
Concreto armado	2.40 Tn/m ³
Agua dulce	1.00 Tn/m ³
Agua de mar	1.03 Tn/m ³
Losa aligerada (0.20)	0.20 Tn/m ³
Tabiquería (unidad hueca tubular)	14 kg/(m ² .cm)
Tabiquería móvil	0.10 Tn/m ²
Mortero de cemento	2.00 Tn/m ³

Elaborada con información de la NTP E.020 Cargas

1.3.1.2 Carga Viva

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación eventualmente y dependiendo el tipo de estructura.

Tabla 1.2. Valores de Carga Viva o Sobrecarga

Ocupación	Carga repartida por m ²
Vivienda	200 kg/m ²
Escaleras	200 kg/m ²
Techo	100 kg/m ²
Cuarto de maquinas	1000 kg/m ²
Cuarto de bombas	250 kg/m ²
Estacionamiento	250 kg/m ²

Elaborada con información de la NTP E.020 Cargas

1.3.2 Cargas dinámicas

Es te tipo de cargas se caracteriza porque la magnitud, dirección y sentido varían constantemente con el tiempo, y por esta razón los esfuerzos y los desplazamientos originados también varían con el tiempo.

1.3.2.1 Carga de Sismo

Es la carga ocasionada por las ondas sísmicas las cuales generan aceleraciones en las masas de la estructura, y por lo tanto fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo; sin embargo, se dice que las estructuras convencionales pueden ser analizadas empleando cargas estáticas equivalentes producidas por los sismos.

1.3.2.2 Carga de Viento

Es considerada una carga dinámica al igual que la de sismo, debido a que es un fluido e movimiento, sin embargo para simplificar el diseño, se supone que actúa como una carga estática para estructuras convencionales, pero para estructuras flexibles, será necesario comprobar que su periodo de vibrar no coincida en el de las ráfagas de viento, con el fin de evitar la resonancia de la estructura.

1.3.2.3 Vibraciones causadas por maquinaria

Son las perturbaciones originadas por maquinarias, cuando estas no han sido aisladas de la estructura principal.

1.4. COMBINACIONES DE CARGA

Los elementos estructurales de concreto armado son diseñados por carga última, la cual viene a ser la suma de las diferentes cargas actuantes de la estructura, afectada por un factor de amplificación. Este factor pretende mostrar la probabilidad que existe, de que la carga estimada sea superada en la realidad. La NTP E060 establece una serie de combinaciones, las cuales deberán evaluarse cada una de ellas y desarrollar el diseño haciendo uso de las solicitaciones más críticas.

Tabla 1.3. Combinaciones de Diseño

Carga muerta y carga viva	$U = 1.4 D + 1.7 L$
Carga muerta ,Carga viva, Carga de Sismo	$U = 1.25 (C_m + C_v) + C_s$ $U = 1.25 (C_m + C_v) - C_s$
Carga muerta y Sismo	$U = 0.9 C_m + C_s$ $U = 0.9 C_m - C_s$

Elaborada con información de la NTP E.060 Concreto Armado

1.5. FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA

Los factores de reducción de capacidad ϕ , toman en cuenta inexactitudes en los cálculos, variaciones en la resistencia del material, en la mano de obra y en las dimensiones. En las vigas se considera el más alto valor debido a que están diseñadas para fallar por flexión de manera dúctil con fluencia del acero en tracción. En las columnas tienen el valor más bajo puesto que pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es el factor crítico; adicionalmente la falla de una columna puede significar el colapso de toda la estructura y es difícil realizar reparaciones en estos elementos.

Para Flexión : $\phi = 0.90$

Para Cortante : $\phi = 0.85$

Para Flexo-Compresión: $\phi = 0.75$ (columnas zunchadas)

$\phi = 0.70$ (columnas estribadas)

CAPITULO 2

ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACION

2.1 CARACTERISTICAS DEL SUELO DE FUNDACION

De los resultados del estudio de suelos se determinó que el suelo de cimentación promedio está conformado predominantemente por arenas de grano medio a fino mal graduadas SP, de compacidad media a muy densa, con bajo contenido de humedad, no influenciado por napa freática superficial.

Los valores de los contenidos de cloruros, sulfatos, sales solubles y carbonatos, son relativamente bajos, pudiéndose usar cemento TIPO I o MS en las obras de concreto y considerando que cíclicamente se presenten precipitaciones pluviales, es necesario diseñar sistemas de drenaje que eviten la infiltración de aguas y puedan originar asentamientos futuros y dañar las estructuras proyectadas.

Durante la excavación de las calicatas, hasta una profundidad de 3m; no se presentaron derrumbes de las paredes, esto implica que son terrenos relativamente estables con ángulo de talud natural de 80° y de compacidad relativa entre 40-60% en función a los valores de N del DPL.

Estos suelos están en estado medianamente compactos, pero pueden ocurrir problemas de asentamientos en el fondo de la cimentación, por lo que se recomienda colocar un sub-cimiento o sub –zapata de 0.20 m de espesor constituidos por materiales de afirmado granular, debidamente compactado al 100% de la densidad seca máxima del proctor modificado del material a emplear.

Se recomienda cortar 0.40m de espesor en la parte superior del terreno a fin de compactar el terreno de fundación y mejorarlo con material de afirmado con características de IP menor de 6%, limite liquido menor que 25% y resistencia a la penetración de 0.1” de 80-100% para los ensayos de CBR.

2.1.1 Muestreo de Suelos

La toma de muestras disturbadas se realizó para cada horizonte, así como en algunos casos de tipo compósito cuando las capas resultaban muy pequeñas en espesor. Las muestras fueron depositadas tanto en los boxees para ensayos de humedad natural como en bolsas plásticas para ensayos granulométricos, límite de Atterberg, peso específico, proctor modificado, etc.

Cuadro 2.1. Descripción de la Columna estratigráfica

De	A	Calicata C-1
0.00	0.60	Arena mala graduada (SP) de color beige, de compacidad media a densa, con contenido ligero de humedad natural. De grano medio a fino. Presencia de carbonatos.
0.60	3.00	Arena mal graduada (SP) de color grisáceo, alterada, muy compacta, en proceso de formación tipo arenisca. Presenta patina anaranjadiza y negruzca. Se observan oxidaciones ferruginosas.
De	A	Calicata C-2
0.00	0.50	Mezcla de arena limosa con arena mal graduada (SM-SP) de color blanquecino. Presenta carbonatos y compacidad media a densa, con contenido ligero de humedad natural
0.50	3.00	Arena mal graduada (SP) de color grisáceo, alterada, muy compacta, en proceso de formación tipo arenisca. Presenta patina anaranjadiza y negruzca. Se observan oxidaciones ferruginosas.

2.1.2 Ensayos de Laboratorio

2.1.2.1 Contenido de Humedad Natural

De acuerdo a los ensayos realizados, se han podido establecer rangos de humedad natural de acuerdo al tipo de suelos, no se evidencio la presencia de napa Freática.

Cuadro 2.2. Contenido de humedad natural

Calicata y muestra	Profundidad (m)	Humedad (%)
C-1/M-1	0.00-0.60	2.60
C-1/M-2	0.60-3.00	6.50
C-2/M-1	0.00-0.50	2.50
C-2/M-2	0.50-3.00	6.30

2.1.2.2 Análisis Granulométrico por Tamizado

Este Ensayo realizado utilizando mallas de acuerdo a las normas ASTM, mediante lavado o en seco permite identificar el tipo de suelo, que juntamente con el ensayo de Atterberg permite la clasificación de los suelos; Habiéndose establecido los siguientes tipos: “SM” para las arenas limosas calcáreas, “SP” para las arenas pobremente graduadas. (Ver curvas Granulométricas).

2.1.2.3 Límite de Consistencia AASHTO-89-60

Con las fracciones que pasan el Tamiz N° 40, se realizaron ensayos de límite de consistencia de las muestras, obteniendo los siguientes resultados.

Cuadro 2.3. Calicata C1

Calicata/Muestra	C-1/M-1	C-1/M-2
% Limite Liquido	-	-
% Limite Plástico	-	-
% Índice de Plasticidad	NP.	NP.

Cuadro 2.4. Calicata C2

Calicata/Muestra	C-2/M-1	C-2/M-2
% Limite Liquido	24.90	-
% Limite Plástico	20.39	-
% Índice de Plasticidad	3.91	NP.

2.1.2.4 Peso Especifico

La mayoría de suelos ensayados, muestran valores muy similares, cuyos valores fluctúan entre **2.52 y 2.57 g/c.c.** en función a su contenido de minerales carbonatados.

2.1.2.5 Densidad Máxima y Humedad Optima

Estas propiedades de los suelos naturales se han obtenido mediante el método de compactación Proctor Modificado y los resultados muestran valores diferentes.

Cuadro 2.5. Relación de Humedad-Proctor Modificado

Muestra	Densidad Máxima (gr/cm ³)	Humedad Optima %
C-1	1.66	11.77
C-2	1.70	10.31

2.1.2.6 Análisis Químico de Suelos

Este ensayo se realizó en muestras alteradas en los suelos del tipo areno limosas calcáreas (SM) y arena mal gradada (SP), con el objeto de determinar el grado de agresión de los suelos al concreto; tomando consideración a que las obras civiles de prevención se ejecuten en los suelos tipificados en el área de influencia del estudio. Los suelos presentan regular contenido de carbonatos por lo que deberá usarse cemento Portland tipo 1.

Cuadro 2.6. Análisis químico de suelos

Muestra	Profundidad	Cloruros (%)	Sulfatos (%)	Carbonatos (%)	Sales (%)
C-1/M-1	0.00-0.60	0.018	0.0012	0.730	0.35
C-1/M-2	0.60-3.00	0.020	0.0014	0.120	0.32
C-2/M-1	0.00-0.50	0.024	0.0015	0.950	0.37
C-2/M-2	0.50-3.00	0.021	0.0013	0.260	0.31

2.1.2.7 Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL)

Con el objetivo de estimar los parámetros de resistencia del suelo de fundación se ha ejecutado un total de 2 ensayos de penetración dinámica ligera. Estos sondajes han sido denominados DPL-1 y DPL-2.

El ensayo DPL (DIN4094), consistirá en el hincado continuo en tramos de 10 cm de una punta cónica de 60° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo nos permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor “N” de resistencia a la penetración estándar en función del tipo del suelo, para cada 30 cm de hincado.

2.1.2.8 Capacidad Portante y Admisible de carga del Terreno

Capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzca un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo. Aplicando la teoría de Terzaghi y según las características del terreno se obtuvieron valores para zapatas, cimientos corridos y platea de cimentación los cuales se analizaran en el capítulo de diseño de cimentaciones.

2.1.3 Condiciones de Cimentación

2.1.3.1 Estabilidad del talud de Corte

Durante la excavación de las calicatas, hasta la profundidad de 3.00m, presenta bajo contenido de humedad natural y no se ha presentado derrumbes de las paredes, habiéndose determinado que existen ángulos de corte natural subverticales de 80°, sin embargo por debajo de 2.00 m, es necesario la entibación de las zanjas según normas constructivas.

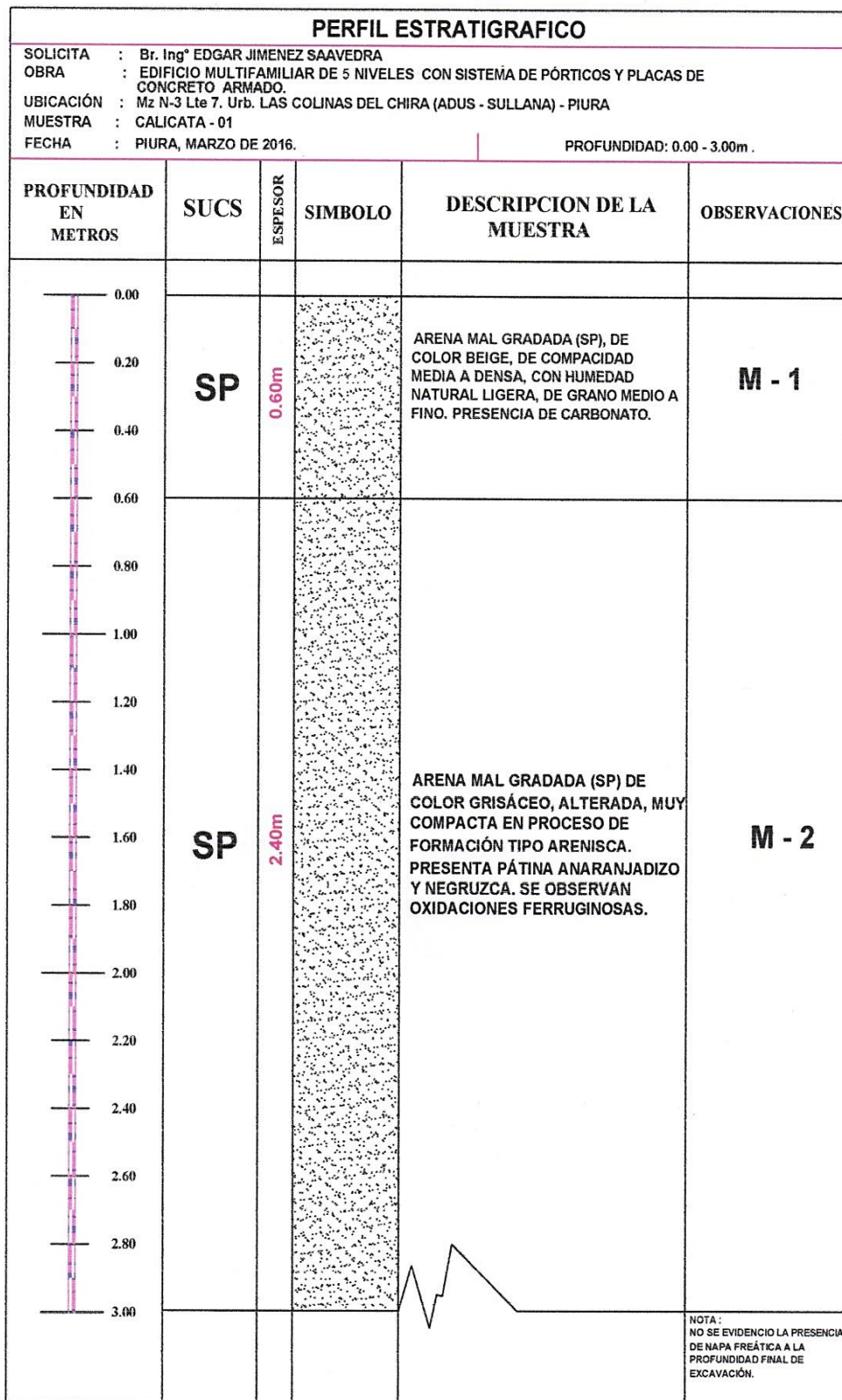
2.1.3.2 Licuación de arenas

En este sector los materiales encontrados, permite considerar como terrenos de regular estabilidad, por lo que es poco probable que ocurrirán fenómenos de licuación de arenas ante un sismo de gran magnitud, debido a que los suelos en el sector están constituidos por suelo medianamente compactos, sin presencia del nivel freático superficial, siendo los valores de N mayores de 20 hasta la referida profundidad.

2.1.3.3 Problemas especiales de cimentación



Se precisa que puede ocurrir problemas de asentamientos en el fondo de la cimentación, por lo que deberá colocarse un subcimiento o subzapata de 0.20 m de espesor constituido por materiales de afirmado granular, debidamente compactados al 100 % de la densidad seca máxima del proctor modificado del material a emplear.

2.1.4 Resumen de ensayos EMS



PERFIL ESTRATIGRAFICO

SOLICITA : Br. Ing° EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES CON SISTEMA DE PÓRTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO.
UBICACIÓN : Mz N-3 Lte 7. Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA : CALICATA - 02
FECHA : PIURA, MARZO DE 2016. PROFUNDIDAD: 0.00 - 3.00m.

PROFUNDIDAD EN METROS	SUCS	ESPESOR	SIMBOLO	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	OBSERVACIONES
0.00					
0.20	SP-SM	0.60m		MEZCLA DE ARENA LIMOSA CON ARENA MAL GRADADA (SM-SP) DE COLOR BLANQUECINO. PRESENTA CARBONATOS Y COMPACIDAD MEDIA A DENSA, LIGERA HUMEDAD	M - 1
0.40					
0.60					
0.80	SP	2.50m		ARENA MAL GRADADA (SP) DE COLOR GRISÁCEO, ALTERADA, DE GRAN COMPACIDAD. EN PROCESO DE FORMACIÓN TIPO ARENISCA. PRESENTA PÁTINA ANARANJADIZO Y NEGRUZCA. SE OBSERVAN OXIDACIONES FERRUGINOSAS. CON HUMEDAD NATURAL LIGERA.	M - 2
1.00					
1.20					
1.40					
1.60					
1.80					
2.00					
2.20					
2.40					
2.60					
2.80					
3.00					
					NOTA : NO SE EVIDENCIO LA PRESENCIA DE NAPA FREÁTICA A LA PROFUNDIDAD FINAL DE EXCAVACIÓN.



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

CAPACIDAD PORTANTE y PRESION DE TRABAJO

SOLICITA	:	Br. Ing° EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO - SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte. 7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 1
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

TIPO DE ESTRUCTURA	Df m	B m	g gr/cm ³	c Kg/cm ²	f	Nc	Nq	Ng	Qc Kg/cm ²	Pt Kg/cm ²
ZAPATAS AISLADAS	1.00	1.00	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.53	0.51
	1.30	1.00	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.93	0.64
	1.50	1.00	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.19	0.73
	2.00	1.00	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.86	0.95
	2.50	1.00	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.52	1.17
	3.00	1.00	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.18	1.39
	1.00	1.30	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.59	0.53
	1.30	1.30	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.99	0.66
	1.50	1.30	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.25	0.75
	2.00	1.30	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.91	0.97
	2.50	1.30	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.58	1.19
	3.00	1.30	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.24	1.41
	1.00	1.50	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.63	0.54
	1.30	1.50	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.03	0.68
	1.50	1.50	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.29	0.76
	2.00	1.50	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.95	0.98
	2.50	1.50	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.62	1.21
	3.00	1.50	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.28	1.43
CIMENTOS CORRIDOS	1.00	1.80	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.69	0.56
	1.30	1.80	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.08	0.69
	1.50	1.80	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.35	0.78
	2.00	1.80	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.01	1.00
	2.50	1.80	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.68	1.23
	3.00	1.80	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.34	1.45
	1.00	0.45	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.42	0.47
	1.30	0.45	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.82	0.61
	1.50	0.45	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.08	0.69
	2.00	0.45	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.75	0.92
	2.50	0.45	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.41	1.14
	3.00	0.45	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.07	1.36
	1.00	0.60	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.45	0.48
	1.30	0.60	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.85	0.62
	1.50	0.60	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.11	0.70
	2.00	0.60	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.78	0.93
	2.50	0.60	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.44	1.15
	3.00	0.60	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.10	1.37
	1.00	0.75	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.48	0.49
	1.30	0.75	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	1.88	0.63
	1.50	0.75	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.14	0.71
	2.00	0.75	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	2.81	0.94
	2.50	0.75	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	3.47	1.16
	3.00	0.75	1.66	0.000	30	18.0	8.0	3.0	4.13	1.38

DONDE:

g : PESO VOLUMETRICO
f : ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO
Qc : CAPACIDAD PORTANTE
Nq, Ng y Nc : COEFICIENTES DE CAPACIDAD PORTANTE

Df : PROFUNDIDAD DE CIMENTACION
Pt : PRESION DE TRABAJO : Qc/F
B : ANCHO DE CIMIENTO y/o ZAPATAS
F : FACTOR DE SEGURIDAD : 3

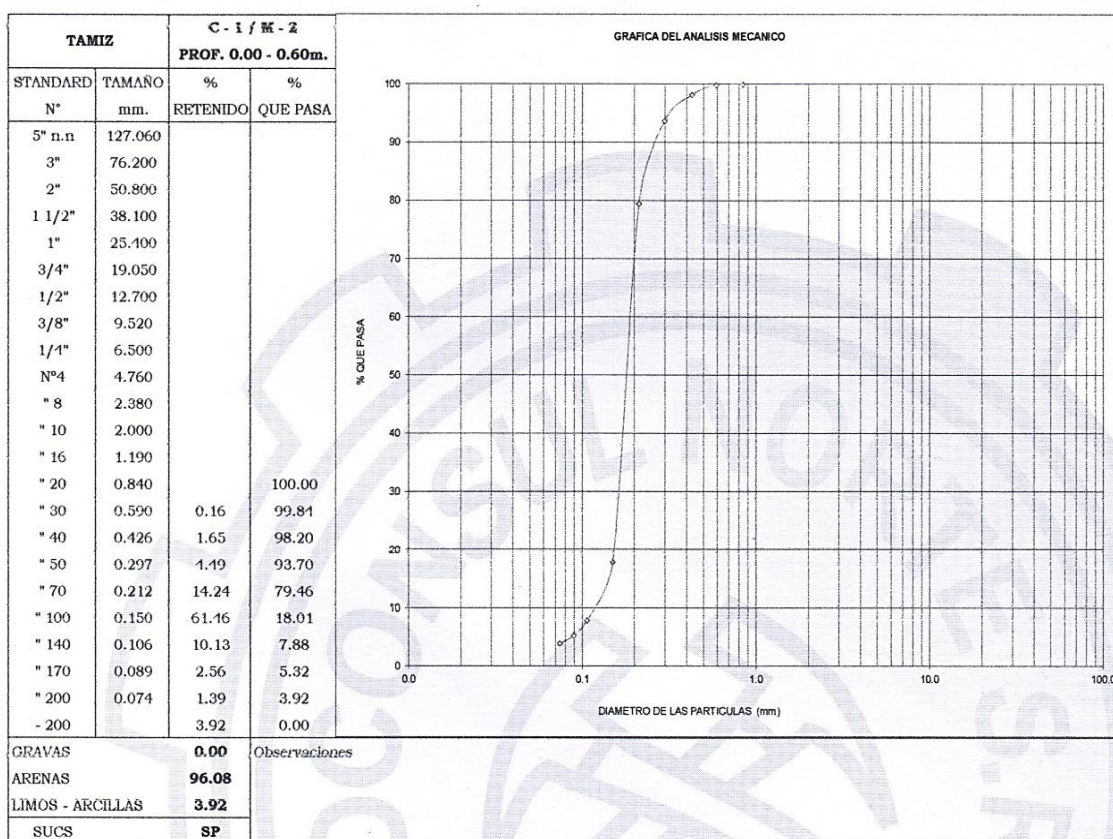


GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

SOLICITA	: Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES , CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	: Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	: CALICATA C - 1 / M - 1
FECHA	: PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016





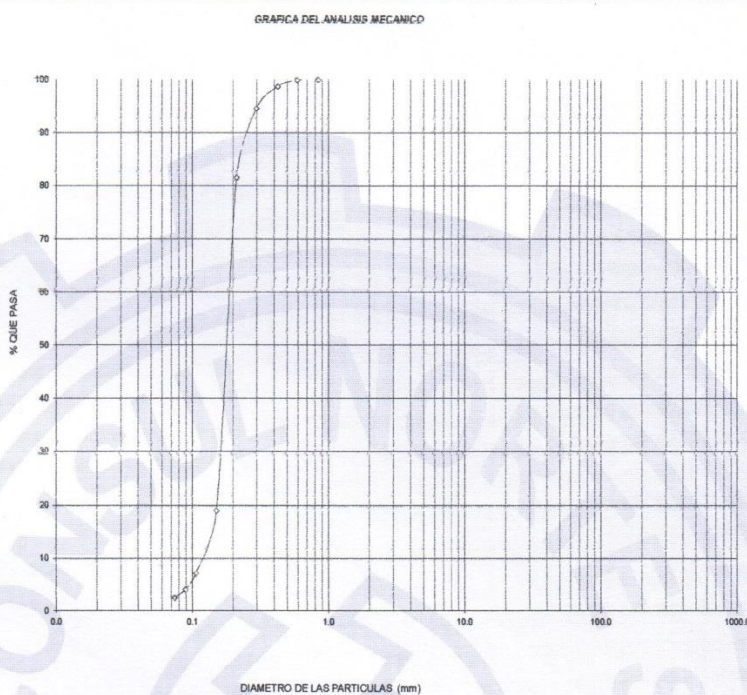
GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

SOLICITA	:	Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 1 / M - 2
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

TAMIZ		C - 2 / M - 2	
		PROF. 0.60 - 3.00m.	
STANDARD	TAMAÑO	%	%
N°	mm.	RETENIDO	QUE PASA
5" n.n.	127.060		
3"	76.200		
2"	50.800		
1 1/2"	38.100		
1"	25.400		
3/4"	19.050		
1/2"	12.700		
3/8"	9.520		
1/4"	6.300		
Nº4	4.760		
" 8	2.380		
" 10	2.000		
" 16	1.190		
" 20	0.840		100.00
" 30	0.590	0.10	99.90
" 40	0.426	1.21	98.69
" 50	0.297	4.11	94.59
" 70	0.212	13.03	81.56
" 100	0.150	62.68	18.89
" 140	0.106	11.78	7.10
" 170	0.089	3.03	4.08
" 200	0.074	1.59	2.48
- 200		2.48	0.00
GRAVAS		0.00	OBSERVACIONES
ARENAS		97.52	
FINOS - ARCILLAS		2.48	
SUCS		SP	

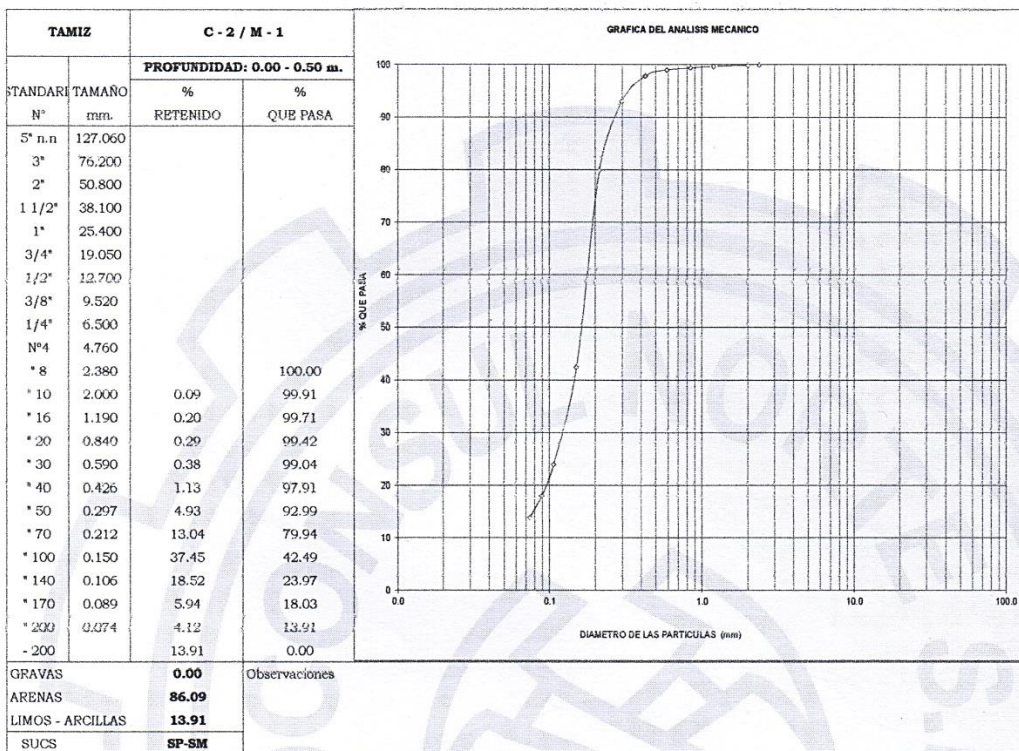




GEOCONSUL NORTE S.R.L.
GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

SOLICIT/	: Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	: EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES , CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	: Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	: CALICATA C - 2 / M - 1
FECHA	: PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016



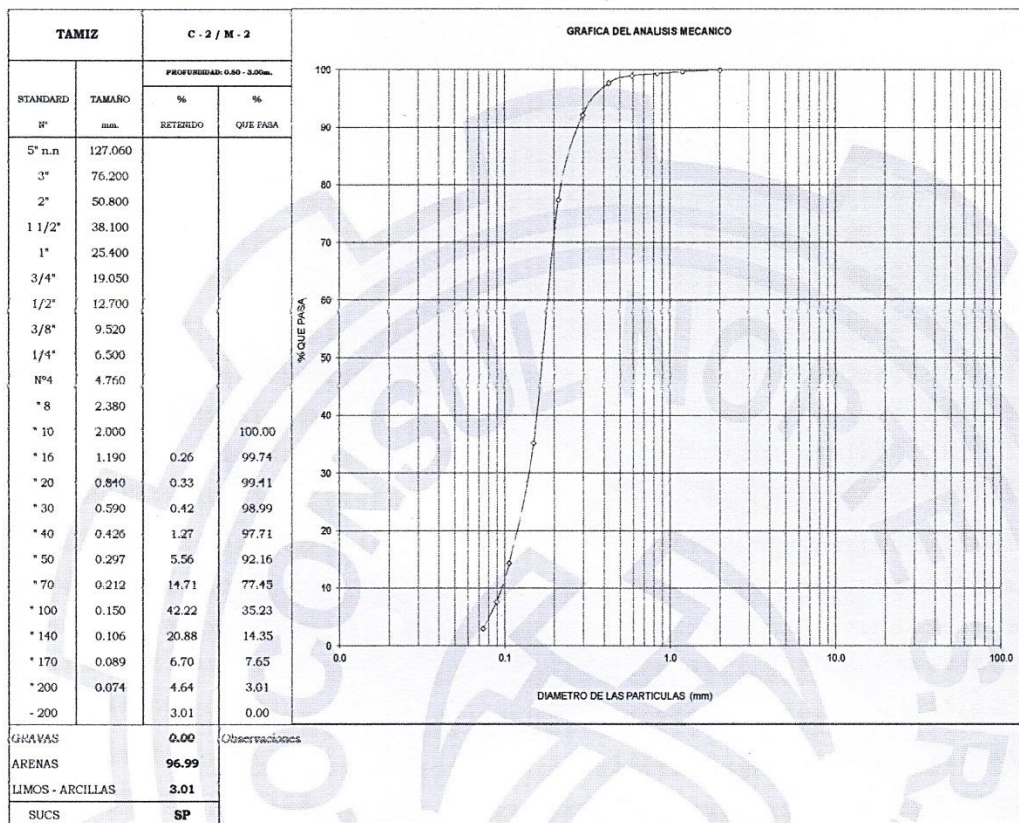


GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

SOLICITA	:	Dr. EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO
	:	ARMATON, SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte. 7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 2 / M - 2
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016





GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA	:	Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA	
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA	
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA	
MUESTRA	:	CALICATA C - 1 / M - 1	
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016	

1.- LIMITE LIQUIDO		ASTM 423-66					
NUMERO DE GOLPES	CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	HUMEDAD %

2.- LIMITE PLASTICO							
CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	CONTENIDO DE AGUA	LIMITE PLASTICO %



LL =

IP =



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA	:	Br. EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA	
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES , CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA	
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA	
MUESTRA	:	CALICATA C - 1 / M - 2	
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016	

1.- LIMITE LIQUIDO		ASTM 423-66					
NUMERO DE GOLPES	CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	HUMEDAD %

2.- LIMITE PLASTICO							
CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	CONTENIDO DE AGUA	LIMITE PLASTICO %



L.L. =

IP =

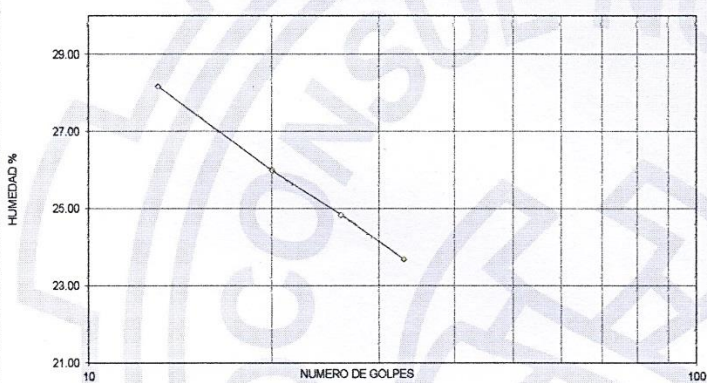


GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA	:	Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 2 / M - 1
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

1.- LIMITE LIQUIDO ASTM 423-66							
NUMERO DE GOLPES	CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	HUMEDAD %
13	290	45.15	39.60	5.55	19.90	19.70	26.17
20	285	54.80	47.60	7.20	19.90	27.70	25.99
26	200	39.10	35.30	3.80	20.00	15.30	24.84
33	230	38.60	35.00	3.60	19.80	15.20	23.68
2.- LIMITE PLASTICO							
CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	CONTENIDO DE AGUA	LIMITE PLASTICO %
4	23.63	22.35	1.28	16.30	6.05	21.16	20.99
5	20.74	19.63	1.11	14.30	5.33	20.83	
						L.L. =	24.90
						IP =	3.91



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

LIMITES DE ATTERBERG

SOLICITA	:	Br. EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte. 7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 2 / M - 2
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

1.- LIMITE LIQUIDO		ASTM 423-66					
NUMERO DE GOLPES	CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	HUMEDAD %

2.- LIMITE PLASTICO							
CAPSULA NUMERO	TOTAL PESO HUMEDO + (T)	TOTAL PESO SECO + (T)	PESO AGUA	TARA (T)	MUESTRA PESO SECO	CONTENIDO DE AGUA	LIMITE PLASTICO %



LL =

IP =



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

HUMEDAD NATURAL

SOLICITA	:	Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES , CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA – PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 1 Y C - 2
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016
		PROFUNDIDAD: 0.00 - 3.00 m.

CALICATA Y MUESTRA	PROFUNDIDAD (m.)	TARRO N°	PESO DEL RECIPIENTE (Gr.)		VACIO	PESO (Gr.)			HUMEDAD (%)
			+SUELO HUMEDO	+SUELO SECO		AGUA	SUELO	SECO	
C - 1 M 1 (SP)	0.00 - 0.60	2A	191.93	197.90	33.00	4.03	154.90		2.60
C - 1 M 2 (SP)	0.60 - 3.00	10	189.28	179.70	32.40	9.58	147.30		6.50
C - 2 M 1 (SP-SM)	0.00 - 0.50	35	180.60	177.00	33.00	3.60	144.00		2.50
C - 2 M 2 (SP)	0.50 - 3.00	5B	191.21	181.80	32.40	9.41	149.40		6.30



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

ANALISIS QUIMICO POR AGRESIVIDAD

SOLICITA	:	Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETOARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 1 Y C - 2
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

MUESTRA	PROF.	CLORUROS %	SULFATOS %	CARBONATOS %	SALES SOLUBLES %
C - 1 M 1 (SP)	0.00 - 0.60	0.018	0.0012	0.730	0.35
C - 1 M 2 (SP)	0.60 - 3.00	0.020	0.0014	0.120	0.32
C - 2 M 1 (SP-SM)	0.00 - 0.50	0.024	0.0015	0.950	0.37
C - 2 M 2 (SP)	0.50 - 3.00	0.021	0.0013	0.260	0.31



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

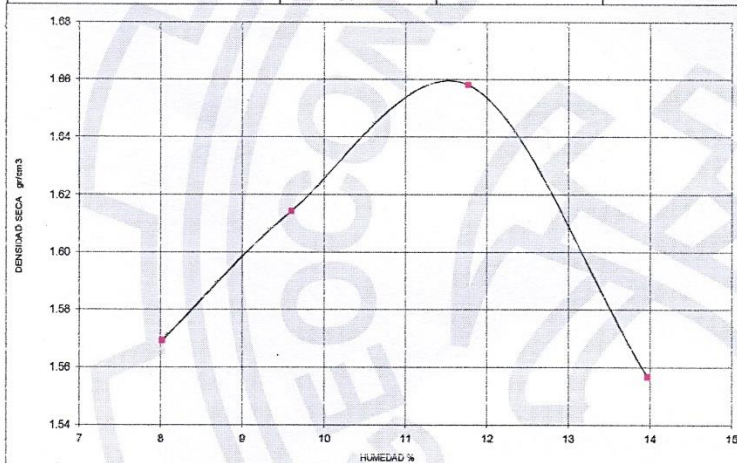
GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

PRUEBA DE COMPACTACION

PROCTOR MODIFICADO AASTHO T-180-D

SOLICITA	:	Br: EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 1
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

DENSIDAD	UNIDADES	1	2	3	4
1- Peso Suelo Humedo+Molde	gr.	7700.0	7850.0	8020.0	7860.0
2- Peso Molde	gr.	4270.8	4270.8	4270.8	4270.8
3- Peso del Suelo Humedo (1-2)	gr.	3429.2	3579.2	3749.2	3589.2
4- Volumen Molde	cm ³	2023.0	2023.0	2023.0	2023.0
5- Densidad Suelo Humedo (3/4)	gr/cm ³	1.695	1.769	1.853	1.774
HUMEDAD	UNIDADES	1	2	3	4
6- Peso Tara y Suelo Humedo	gr.	155.80	166.30	136.20	143.00
7- Peso Tara y Suelo Seco	gr.	147.20	155.25	126.15	130.45
8- Peso Tara	gr.	39.95	40.10	40.75	40.60
9- Peso Agua (6-7)	gr.	8.60	11.05	10.05	12.55
10- Peso Suelo Seco (7-8)	gr.	107.25	115.15	85.40	89.85
11- Humedad % (9/10)x100	%	8.02	9.60	11.77	13.97
12- Densidad Seca :	gr/cm ³	1.57	1.61	1.66	1.56



MOLDE N° **4**
N° CAPAS **5**
PESO MARTILLO **10 lb**
ALTURA DE CAIDA **18 Pulg.**
N° GOLPES x CAPA **56**

DENSIDAD MAXIMA

1.66 Gr/cm³

HUMEDAD OPTIMA

11.77 %



GEOCONSUL NORTE S.R.L.

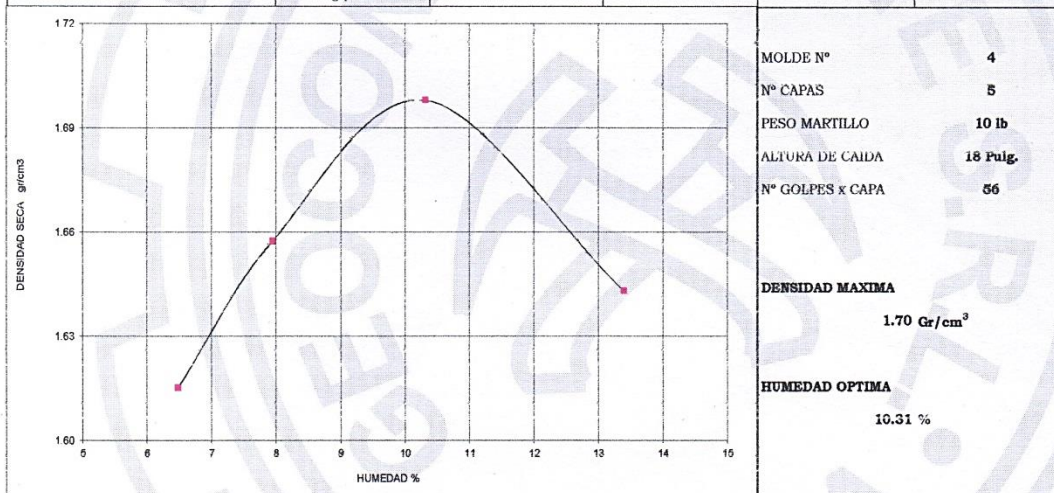
GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

PRUEBA DE COMPACTACION

PROCTOR MODIFICADO AASTHO T-180-D

SOLICITA	:	Br. EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES, CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO. SULLANA - PIURA
LUGAR	:	Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA
MUESTRA	:	CALICATA C - 2
FECHA	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

DENSIDAD	UNIDADES	1	2	3	4
1- Peso Suelo Humedo+Molde	gr.	7750.0	7890.0	8060.0	8040.0
2- Peso Molde	gr.	4270.8	4270.8	4270.8	4270.8
3- Peso del Suelo Humedo (1-2)	gr.	3479.2	3619.2	3789.2	3769.2
4- Volumen Molde	cm ³	2023.0	2023.0	2023.0	2023.0
5- Densidad Suelo Humedo (3/4)	gr/cm ³	1.730	1.789	1.873	1.863
HUMEDAD	UNIDADES	1	2	3	4
6- Peso Tara y Suelo Humedo	gr.	234.00	242.00	226.40	243.60
7- Peso Tara y Suelo Seco	gr.	222.20	227.20	209.05	219.60
8- Peso Tara	gr.	40.05	40.85	40.80	40.40
9- Peso Agua (6-7)	gr.	11.80	14.80	17.35	24.00
10- Peso Suelo Seco (7-8)	gr.	182.15	186.35	168.25	179.20
11- Humedad % (9/10)x100	%	6.48	7.94	10.31	13.39
12- Densidad Seca :	gr/cm ³	1.62	1.66	1.70	1.64





GEOCONSUL NORTE S.R.L.

GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L.
Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITA : Dr. EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA

OBRA : EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES , CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETOARMADO. SULLANA - PIURA

LUGAR : Mz. "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) - PIURA

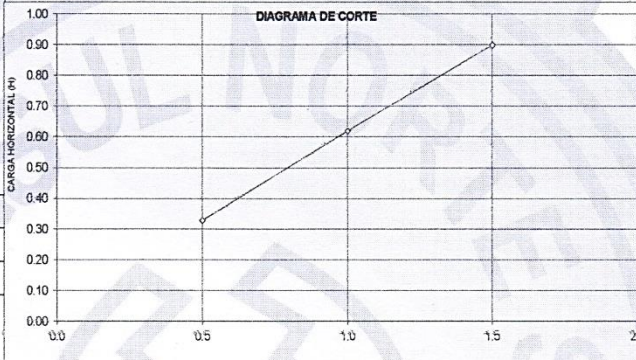
MUESTRA : CALICATA C - 1 Y C - 2

PROFUNDIDAD : 3.00m

FECHA : PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016

HUMEDAD NATURAL						PESO VOLUMETRICO (con anillo)					
TARA	C.+ M.H.	C.+ M.S.	AGUA	P.M.S.	W	N° ANILLO	PESO ANILLO	P. ANILLO+ M	PESO M.	VOL. ANILLO	g
39.80	147.42	144.20	3.22	104.40	3.08	11	40.6	127.0	86.4	50.32	1.72
						11	40.6	125.0	84.4	50.32	1.68
						11	40.6	122.0	81.4	50.32	1.62

Observaciones			
Fecha Cons.			
Fecha Corte			
PROMEDIO HUMEDAD NATURAL	3.08	%	
PROMEDIO PESO VOLUMETRICO	1.67	gr/cm ³	
PESO VOLUMETRICO SUMERGIDO			
N° ANILLO	11	11	11
Carga vertical	0.50	1.00	1.50
Carga horizontal	0.33	0.62	0.90
Tangente (tg f)	0.57		
Angulo de talud (f)	30 °		
Cohesion (C)	0.000	Kgr/cm ²	



CAPITULO 3

ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. GENERALIDADES

Se tiene conocimiento que la mayoría de los códigos reconocen la complejidad del diseño sísmico en las edificaciones y definen alcances u objetivos generales. En el caso de la norma peruana el criterio de diseño sismo-resistente, contempla que las estructuras resistirán sismos leves sin daños, sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves y sismos severos considerando la posibilidad de ocurrencia del colapso de la edificación. El diseño así enfocado ya no resulta ser solo un cálculo matemático exacto sino un arte en el cual los números sirven en forma relativa, interesando más los conceptos de comportamiento y los tipos de fallas que los cálculos exactos.

Por ello mientras más compleja sea la estructura, más difícil resultara predecir su comportamiento sísmico, por la única razón de que nuestra habilidad para la idealización de los elementos estructurales y la predicción del comportamiento sísmico es mucho mayor para estructuras simples que para las complejas.

En regiones sísmicas es de gran importancia que la forma estructural este orientada hacia un buen comportamiento sísmico, en este objetivo tanto arquitectos como ingenieros deben actuar en forma coordinada para conseguir diseños óptimos, económicos y sismo-resistentes.

Existen criterios básicos de estructuración y diseño para evitar que se produzcan cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces, dichos criterios son evaluados y se describen a continuación. **Antonio Blanco Blasco (1990).**

3.2. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN SISMO-RESISTENTE

3.2.1 El diseño en concreto armado

Se busca que los diseños en concreto armado fallen en tracción evitando la falla por compresión, limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen ductilidad adecuada. En un elemento comprimido o en zonas donde existen máximos momentos, se recomienda confinar al concreto con refuerzo de acero transversal, el elemento en la etapa última al tender a deformarse transversalmente puede estallar, lo cual hace trabajar en tracción al refuerzo transversal (espiral o estribos).

Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas con el fin de que las rotulas plásticas que se puedan formar sucedan en las vigas y no en las columnas ya que son elementos más importantes y determinan la estabilidad de la estructura.

3.2.2 Sub-estructura o Cimentación

En este punto se debe obtener una acción integral de la misma durante un sismo, además de las cargas verticales que actúan se deben considerar factores como: transmisión de la fuerza sísmica o cortante basal de la estructura al suelo, provisión para los momentos volcantes, licuefacción de suelos y considerar en el análisis estructural la posibilidad de giro de la cimentación.

3.2.3 Elementos no estructurales

La influencia de los elementos secundarios es otro de los aspectos que se deben tener en cuenta, ya que desempeñan un papel importante en el sentido de que colaboran a un mayor amortiguamiento dinámico, por esta razón es conveniente considerarlos en el diseño de estructuras flexibles ya que en estructuras rígidas, tales como sistemas duales de pórticos y placas de concreto armado es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado.

En algunos casos se debe tener cuidado cuando la tabiquería está colocada en forma asimétrica en planta o tabiquería que produce columnas cortas, en estos casos se deben corregir estos defectos mediante la independización de estos elementos.

3.2.4 Rigidez lateral

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos flexibles y rígidos, con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que este último le confiere hiperestaticidad al muro y, por lo tanto, le otorga una mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.

3.2.5 Resistencia y ductilidad

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones o por lo menos en dos direcciones ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como cada uno de sus elementos.

Otro antecedente importante que se debe tener en cuenta en la concepción de estructuras aporticadas, es la ubicación de las rotulas plásticas. El diseño debe estar orientado a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos en la estabilidad de la estructura.

3.2.6 Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera que se eviten las concentraciones de esfuerzos, por ejemplo si se usan placas (muros de concreto armado) y se requieren eliminarlas en algún nivel, no deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera que obtengamos una transición.

3.2.7 Hiperestaticidad y monolitismo

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan una disposición hiperestática. Ello lograra una mayor capacidad resistente, al permitir que, por producción de rotulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica y, por otra parte, al aumentar la capacidad resistente se otorga a la estructura un mayor grado de seguridad.

3.2.8 Existencia de losas

Por lo general cuando se hace una idealización de una edificación es usual considerar como hipótesis la existencia de losas rígidas en su plano, permitiendo la interpretación de la estructura como una unidad, donde los esfuerzos horizontales aplicados pueden distribuirse en las columnas y muros (placas) de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo toda una misma deformación lateral para un determinado nivel. Esta condición debe ser verificada teniendo cuidado de no tener losas con grandes aberturas que debiliten la rigidez de la misma, también debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente.

3.2.9 Simplicidad y simetría

Las experiencias ganadas a lo largo de los años debido a los concurrentes sismos ocurridos han demostrado que las estructuras simples se comportan mejor durante estos siniestros debido a la poca habilidad que tenemos de predecir el comportamiento y la idealización de estructuras complejas.

La falta de simetría en las edificaciones originan efectos torsionales que son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos, esto pasa porque no existe coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez ocasionándose un movimiento de traslación y giro lo cual incrementa los esfuerzos debidos al sismo, pudiéndose sobrepasar los esfuerzos resistentes. Los cálculos que se realizan en este aspecto son aproximaciones y mientras más excentricidad exista se tendrán mayores problemas.

3.3. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR

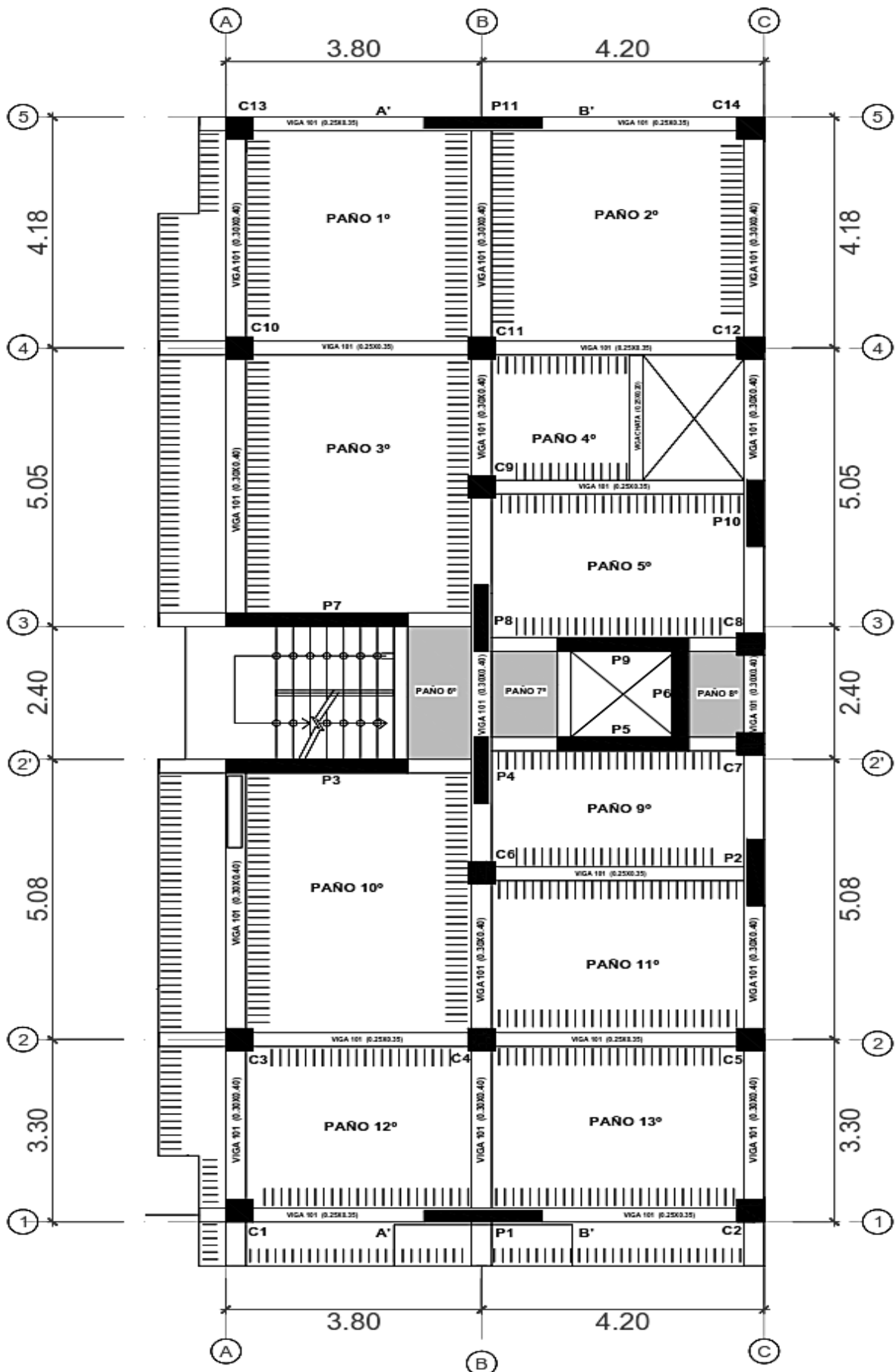
La vivienda multifamiliar está conformada predominantemente por elementos de concreto armado. Siendo los muros estructurales (placas) y los pórticos los responsables de resistir las cargas sísmicas actuantes en el edificio, dichos elementos han sido colocados de manera simétrica y continua en todos los niveles con la finalidad de evitar reducciones de rigidez y efectos de torsión.

Las losas ha sido consideradas de dos tipos ,losas aligeradas unidireccionales de 0.20 m de espesor en todos los pisos ,el sentido de estas fue priorizando la menor luz libre y la continuidad de los paños ,para las losas macizas que se encuentran ubicadas en el hall ,entre la caja del ascensor y las escaleras ,en un principio se obtuvieron espesores de 0.15m de acuerdo al pre-dimensionamiento, pero se ha preferido uniformizarla a 0.20m para que haya una mejor conexión en esta zona ya que existen aberturas de losa debido a la presencia de estos elementos.

Las columnas cuentan con dimensiones de 0.40x0.40m, ya sean centrales, laterales o esquineras con la finalidad de evitar rotulas plásticas debido a la presencia de vigas peraltadas ,las dimensiones de estas vigas son variables, para el eje más corto XX son de 0.25x0.35 y para el eje longitudinal YY son de 0.30 x 0.40m. El espesor de placas que se ha empleado es de 0.20m, espesor mínimo para zonas altamente sísmicas.

El tanque elevado estará apoyado sobre las placas laterales de la escalera, dichas placas se proyectaran a cierta altura definida por los planos de instalaciones sanitarias, el fondo y la tapa serán losas de concreto armado, para garantizar una buena impermeabilidad y monolitismo del tanque en sí.

El cuarto de máquinas se estructurara como la prolongación de las placas de la caja del ascensor, este ambiente es destinado para los equipos electromecánicos del mismo.



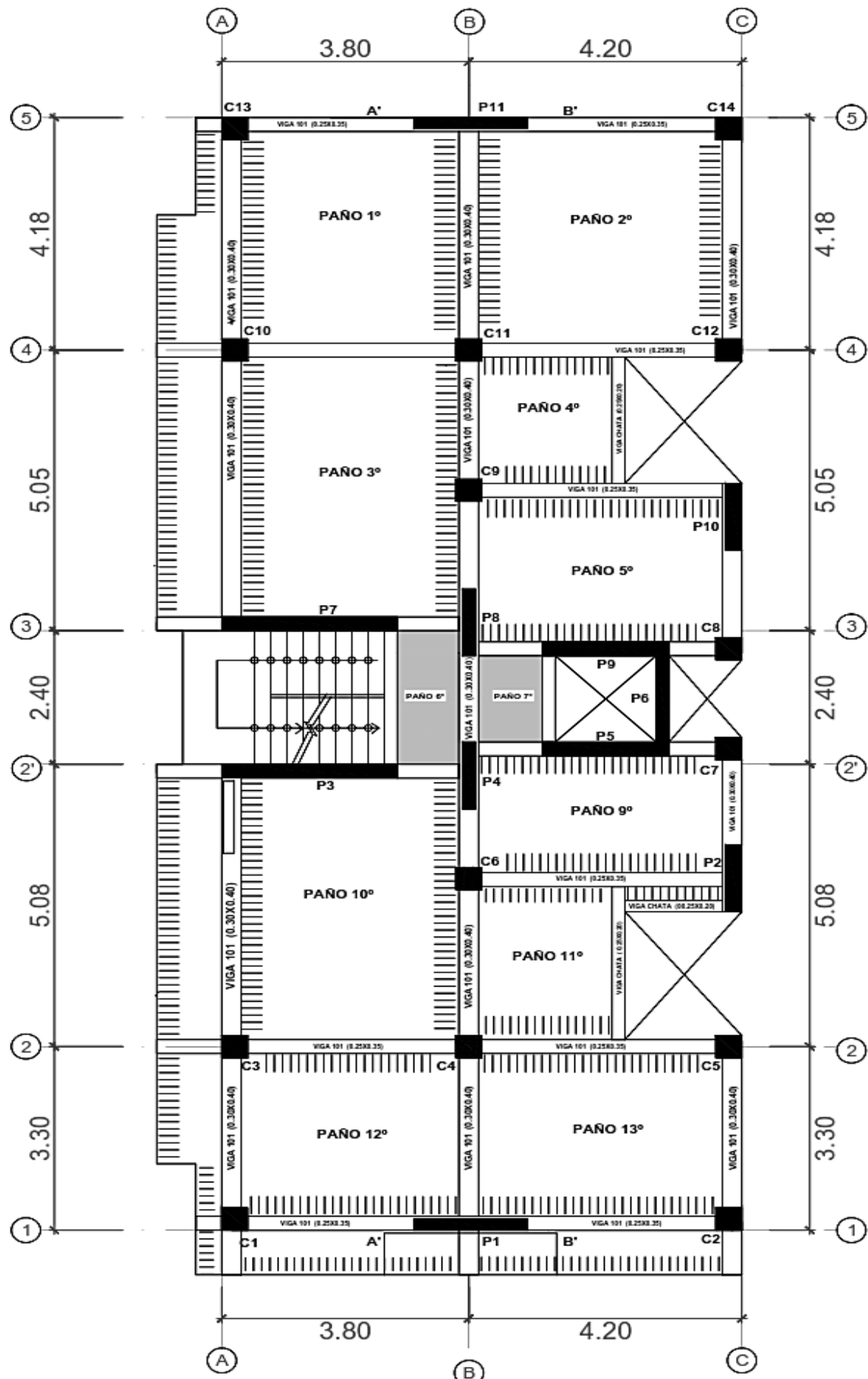


Figura 3.2. Estructuración Planta Típica

3.4. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.4.1 Pre-Dimensionamiento de losas aligeradas

Las losas aligeradas pueden ser Pre-dimensionadas teniendo en cuentas las condiciones sísmicas de nuestro país, y verificando que las cargas vivas no sean excesivas. El peralte de estas podrá estar definido por los siguientes criterios.

Tabla 3.1. Valores de peralte en losas aligeradas

		Carga vertical (Flexible)	
Losa aligerada			
		Carga de sismo (Diafragma rígido)	
Parámetros Según Longitud del lado mayor			
Luz		Peralte de losa(h)	Ladrillo(h)
4	(< 4)	17cm	12cm
5	(4 < Ln < 5.5)	20cm	15cm
6	(5 < Ln < 6.5)	25cm	20cm
7	(6 < Ln < 7.5)	30cm	25cm

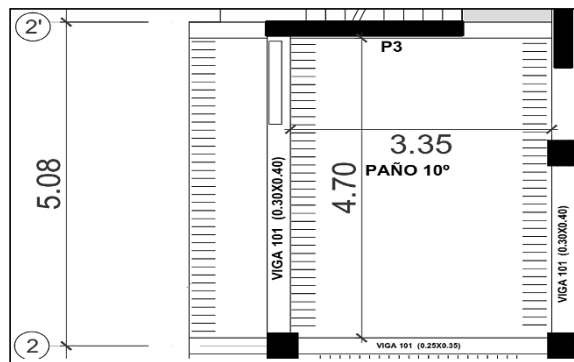
Elaborada con información de Antonio Blanco Blasco (1990)

Se debe tener en cuenta que “h” expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cm de losa superior y el espesor del ladrillo de techo respectivamente.

También puede determinarse para casos prácticos $h=Ln/25$, dichos valores serán válidos para sobrecargas normales del orden máximo de 300-350kg/m², para sobrecargas mayores o cuando existen tabiques de albañilería importantes, es factible que se requiera de espesores mayores.

Los aligerados armados en dos direcciones se usan generalmente cuando se tienen paños más o menos cuadrados de luces mayores a 6mt. En estos casos se podrá considerar los siguientes peraltes $h=25$ para luces entre 6.5 y 7.5m, $h=30$ para luces entre 7 y 8.5m.

Para luces mayores no se recomiendan losas aligeradas porque no resultan ser livianas o económicas en comparación con otro tipo de losa.



Sobrecarga=vivienda =200kg/cm²

Luz libre (mayor paño)= 4.70 m

$h = L_n/25 = 4.70/25 = 0.188 \text{ m}$

$h = 0.20 \text{ m}$

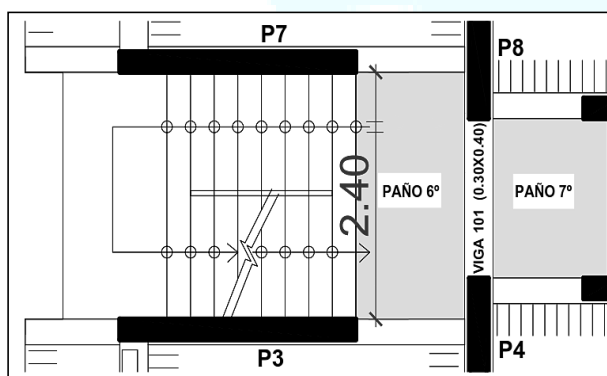
Figura 3.3. Luz libre mayor del aligerado

3.4.2 Pre-Dimensionamiento de losas macizas

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5cm a los indicados para losas aligeradas. En la norma peruana se dan ecuaciones que permiten obtener el espesor requerido de tal manera de satisfacer condiciones de deflexiones.

$$\text{Peralte final} = e_{\text{Maciza}} = e_{\text{Aligerada}} - 5$$

La resistencia y rigidez de una losa maciza es muy buena, requiriéndose peraltes muy reducidos, para losas macizas en dos direcciones se tiene espesores de $e = L_n/40$ o $e = \text{Perímetro del paño}/180$.



$h_{\text{aligerado}} = 17 \text{ cm}$

$$e = h_{\text{(aligerado)}} - 5$$

$$e = 17 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

$$e = 0.12 \text{ m}$$

$e = 0.20 \text{ m}$ (Asegurar una mejor conexión)

Figura 3.4. Luz libre mayor de la losa maciza

3.4.3 Pre-Dimensionamiento de vigas

La norma peruana de concreto armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de $b=25\text{cm}$, para el caso que estas formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes.

Los valores que se consideran para el peralte de las vigas se han analizado desde un punto de vista de deflexiones, rigidez lateral y diseño sismo-resistente, teniendo así valores comprendidos entre $h=L_n/10$ o $h=L_n/12$

En resumen se empleara:

$$h=L_n/10 \sim L_n/12, \quad b= h/2 \sim h (2/3)$$

Como ya se indicó el objetivo es estructurar considerando rigidez lateral y resistencia en ambas direcciones de la edificación por lo tanto debe disponerse de vigas peraltadas en las dos direcciones, a menos que se haya considerado un número importante de placas en la dirección secundaria, con lo cual se podría disponer de vigas chatas.

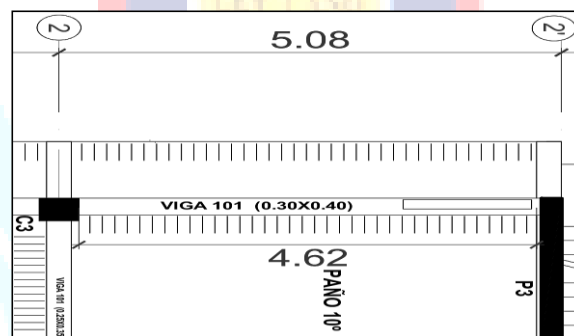


Figura 3.5. Luz libre de Viga Peraltada

Vigas longitudinales

$$h = [(L_n/10) + (L_n/12)]/2$$

$$h = [(4.630/10) + (4.630/12)]/2$$

$$h = 0.424\text{m}$$

$$h = 0.450\text{m}$$

$$b = [(h/2) + (2h/3)]/2$$

$$b = [(0.45/2) + (2 \times 0.45/3)]/2$$

$$b = 0.26$$

$$b = 0.25$$

Igualdad de rigideces

$$b_0 h_0^3 = b h^3$$

$$(0.26) (0.43)^3 = (0.30) (h)^3$$

$$(0.26) (0.0795) = (0.30) (h)^3$$

$$h = 0.40\text{m}$$

Medidas finales

$$b \times h = 0.30 \times 0.40\text{m}$$

$$\text{inercia} = 0.0016\text{m}^4$$

Vigas Transversales

$$h = [(Ln/10) + (Ln/12)]/2$$
$$h = [(3.60/10) + (3.60/12)]/2$$
$$h = 0.33\text{m}$$
$$h = 0.35\text{m}$$

Medidas finales

$$b \times h = 0.25 \times 0.35\text{m}$$

$$b = [(h/2) + (2h/3)]/2$$
$$b = [(0.45/2) + (2 \times 0.45/3)]/2$$
$$b = 0.20$$
$$b = 0.25$$

3.4.4 Pre-Dimensionamiento de columnas

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

Columnas centrales:

$$\text{Área de columna} = P(\text{servicio}) / 0.45 f'_c$$

Columnas laterales y esquineras:

$$\text{Área de columna} = P(\text{servicio}) / 0.35 f'_c$$

Para edificios aporticados íntegramente, para los cuales se recomienda no exceder de 3 pisos o 4 pisos, las columnas deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento de sismo, demostrándose con la experiencia que se requerirán columnas con un área fluctuante entre 1000 ~ 2000 cm², salvo que se tengan luces mayores a 7 m. Para casos prácticos se determinarán las dimensiones de acuerdo a la expresión:

$$bD = \frac{P}{n f'_c}$$

Tabla 3.2. Valores de P y n para el Pre-dimensionamiento de columnas

Tipo C1 (Para los primeros pisos)	Columna interior	$P=1.10P_G$ $n=0.30$
Tipo C1 (Para los cuatro últimos pisos superiores)	Columna interior	$P=1.10P_G$ $n=0.25$
Tipo C2,C3	Columna extremas de pórticos interiores	$P=1.25P_G$ $n=0.25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P=1.50P_G$ $n=0.20$

Fuente: Diseño en concreto Armado (Roberto Morales; 2006)

Para el dimensionamiento de las columnas se uniformizaran las medidas seleccionando los elementos que presentan mayor área tributaria, ya sea esquinera, medianera o central.

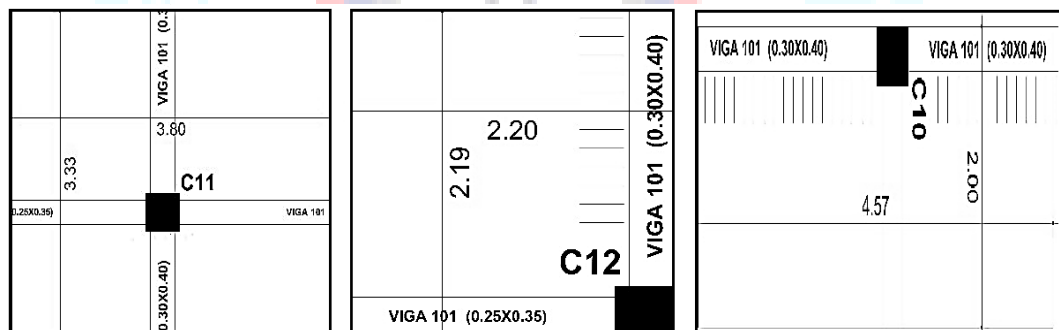


Figura 3.6. Ancho tributario C11, C12, C10

P servicio=P.A.N

$$\text{Área}=(P.A.N/0.45f^{\circ}c)$$

$$\text{Área}=\frac{10^3(3.80 \times 3.33 \times 5)}{0.45 \times 210}$$

$$\begin{aligned}\text{Área} &= 669.5238\text{cm}^2 \\ b \times d &= 25.88 \times 25.88 \\ b \times d &= 25\text{cm} \times 25\text{cm}\end{aligned}$$

$$\text{Área}=(P.A.N/0.35f^{\circ}c)$$

$$\text{Área}=\frac{10^3(2.19 \times 2.20 \times 5)}{0.35 \times 210}$$

$$\begin{aligned}\text{Área} &= 327.7551\text{cm}^2 \\ b \times d &= 18.10 \times 18.10 \\ b \times d &= 25\text{cm} \times 25\text{cm}\end{aligned}$$

$$\text{Área}=(P.A.N/0.35f^{\circ}c)$$

$$\text{Área}=\frac{10^3(2 \times 4.57 \times 5)}{0.35 \times 210}$$

$$\begin{aligned}\text{Área} &= 621.7687\text{cm}^2 \\ b \times d &= 24.94 \times 24.94 \\ b \times d &= 25\text{cm} \times 25\text{cm}\end{aligned}$$

Medidas finales

$$b \times d = 0.40 \times 0.40$$

$$I_c > I_v \quad 0.0021 > 0.0016 \quad \text{ok}$$

columna	inercia	I viga	$I_c > I_v$
0.25x0.25	0.00033	0.0016	No cumple
0.25x0.25	0.00033	0.0016	No cumple
0.25x0.25	0.00033	0.0016	No cumple

3.4.5 Pre-Dimensionamiento de Placas

Se considera difícil determinar un pre-dimensionamiento para placas puesto que, como su principal funciones es absorber las fuerzas de sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomanan un mayor porcentaje del cortante sísmico total. La longitud total efectiva de placas para ambas direcciones se puede determinar por la expresión:

$$\frac{V_{BASAL}}{\phi * 0,53 \sqrt{f'c} * b(0,8)} = L_{X,Y}$$

De donde:

b=ancho de placa; este puede ser considerado conforme aumentamos el número de pisos o disminuimos la densidad de los muros estructurales. Se empleara anchos mínimos en el orden de 20, 25, 30cm.

L= La longitud mínima de placa debe ser 1.20m

Ø=coeficiente de reducción **0.85**

L_{XY}= Longitud total para ambas direcciones

V_{BASAL}= Fuerza sísmica o cortante basal

$$V_{BASAL} = \frac{ZUCS.P}{R}$$

Como ejemplo se calculara la longitud total de placas en ambas direcciones, teniendo en cuenta que. El peso del edificio se asumirá en un ratio de 1Tn/m² y el espesor de placa como 20cm, ancho mínimo para zonas sísmicas.

$$\text{Área} = 141.388 \text{m}^2 \times 5 = 706.94 \text{m}^2$$

$$\text{Peso total} = 709.30 \times 1000 \text{Kg/m}^2 = 706940 \text{Kg}$$

$$L_{XY} = \frac{124976.893 \text{Kg}}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210 \text{Kg/cm}^2} \times 20 \text{cm} \times 0.8}$$

$$Z=0.45$$

$$V_{BASAL} = \frac{ZUCS.P}{R}$$

$$U=1.00 \quad V_{BASAL} = \frac{(0.45 \times 1.0 \times 2.5 \times 1.10) \cdot 706940}{7}$$

$$L_{XY} = 12.424 \text{ m}$$

$$C=2.50$$

$$S=1.10 \quad V_{BASAL} = 124976.893 \text{Kg}$$

$$L_{xy} = 12.42 \text{m}$$

$$R=7.00$$

3.4.6 Pre-Dimensionamiento de Escaleras

Las escaleras juegan un papel muy importante en la edificación, ya que de esta depende la evacuación de los habitantes en caso de siniestros o sismos, por ello debe diseñarse con la misma importancia que los demás elementos estructurales.

Se recomienda:

$$2Cp + P = 60 \approx 64$$

Tabla 3.3. Medidas mínimas de P, B, CP

Paso mínimo (P)	25 cm
Ancho mínimo	
Vivienda (B)	1.00 m
Edificios (B)	1.20 m
Secundarias (B)	0.80 m
Caracol (B)	0.60 m
Contrapaso mínimo	
Monumentales(Cp.)	13 a 15 cm
Edificios, Casas(Cp.)	15 a 17.5 cm
Secundarias (Cp.)	20 cm

Elaborada con información de Juan Ortega García (1990)

3.4.7 Pre-Dimensionamiento del Ascensor y cuarto de maquinas

Como se sabe el uso de ascensores permite desplazamiento vertical de los habitantes al exterior de una manera más rápida, en nuestro proyecto bastara con tener uno con capacidad para 9 personas o 675 Kg.

Sus elementos serán pre-dimensionados según lo establecido por la norma EM.070 de nuestro reglamento nacional de edificaciones, teniendo lo siguiente.

Ascensor principal	
1.82m ²	Área de cabina(m ²)
1.00 m/s	Velocidad(m/s)
1.65m	Profundidad de foso (m)
2.20m	Altura libre de cabina((m)

3.4.8 Pre-Dimensionamiento del tanque elevado

La cisterna y el tanque elevado son elementos estructurales empleados para el almacenamiento de agua, es por ello que deberán ser diseñados y construidos en forma tal que preserven su calidad. Toda edificación ubicada en sectores donde el abastecimiento de agua pública no sea continuo o carezca de presión suficiente deberá de estar provistos obligatoriamente de estos depósitos que permitan el suministro adecuado en todas las instalaciones previstas.

Para edificios multifamiliares según la norma IS.0.10 se tiene lo siguiente.

Agua fría:

9 Departamentos x 1200Lt/día (3dormitorios) → 10800 Lt/día

Agua caliente;

9 Departamentos x 390Lt/día (3dormitorios) → 3510 Lt/día

Otros:

Dotación mínima de agua para siniestros (incendios) → 25000 Lt/día

Agua para determinadas áreas comunes → 500 Lt/día

Dotación total = 39810 Lt/día
= 39.81m³

Para la determinación de los volúmenes de agua de los dos elementos se considerara una combinación de cisterna, bomba de elevación y tanque elevado, para la cual según la norma determina que la capacidad de la primera no será menor que 3/4 partes de la dotación diaria y la del segundo no menor de 1/3 de dicho volumen. Por lo tanto se tiene:

$$\text{Capacidad de cisterna} = \frac{3}{4}(39.81) = 29.86\text{m}^3$$

$$\text{Capacidad de tanque} = \frac{1}{3}(39.81) = 13.27\text{m}^3$$

Las medidas de la cisterna como del tanque se determinaran teniendo en cuenta los volúmenes de agua, la altura de rebose y la luz libre que deben de tener ambos contenedores de agua, además se considerara la arquitectura del proyecto.

CAPITULO 4

ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1. METRADO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

El metrado de cargas es una técnica con la cual se consigue determinar las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales debido a su propio peso y a la sobrecarga según el tipo de edificación. Se dice que este proceso es aproximado ya que se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, con la salvedad de que estos sean muy importantes.

Al hacer los correspondientes cálculos se debe tener en cuenta en primera instancia como es que se apoyan y transmiten las cargas de un elemento a otro, para poder hacer una mejor distribución de estas.

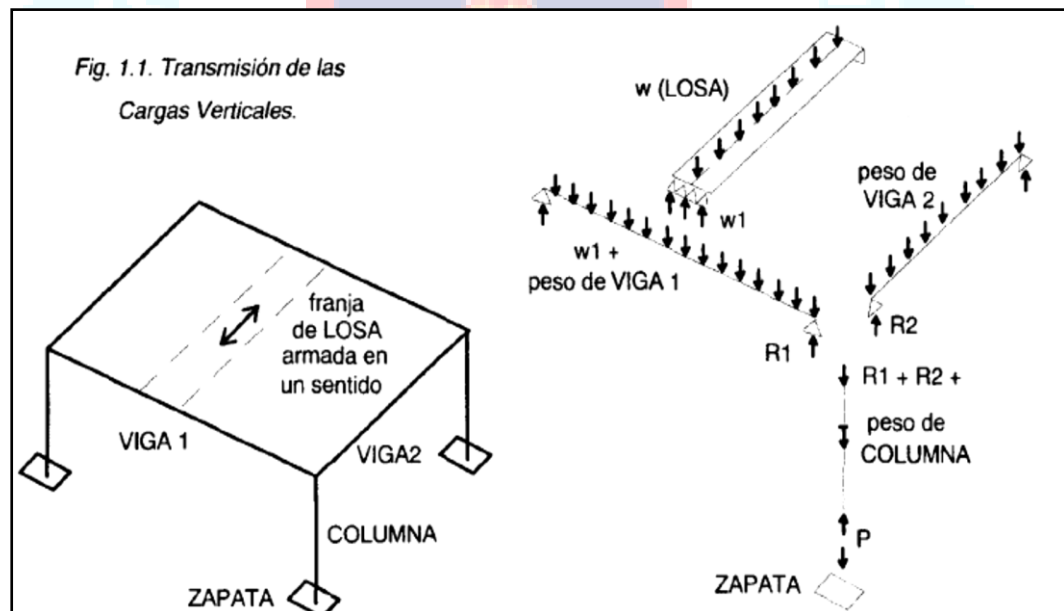


Figura 4.1. Transmisión de Cargas
Fuente: Análisis de Edificios (Ángel San Bartolomé, 1998)

Con las características de nuestra estructura se ha procedido a elaborar la siguiente tabla de cargas unitarias empleadas en el análisis y metrado de nuestra edificación, para su posterior modelamiento y determinación de momentos y cortantes.

Tabla 4.1 Cargas Unitarias

Y(Concreto armado)		2400kg/m ³
Y(Agua)		1000kg/m ³
Aligerado	(t=0.20m)	300kg/m ²
Losa maciza		
Hall	(t=0.20m) = 2400kg/m ³ x0.20m	480kg/m ²
Tapa y Fondo de Tanque	(t=0.15m) = 2400kg/m ³ x0.20m	360kg/m ²
Columnas	(0.40x0.40)=2400kg/m ³ x0.40mx0.40m	384kg/m
Vigas	(0.30x0.40)= 2400kg/m ³ x0.30mx0.40m	288kg/m
	(0.25x0.35)= 2400kg/m ³ x0.25mx0.35m	210kg/m
	(0.25x0.20)= 2400kg/m ³ x0.25mx0.20m	120kg/m
	(0.15x0.10)= 2400kg/m ³ x0.15mx0.10m	36kg/m
Placas		
PL1=PL11	= 2400kg/m ³ x0.20mx1.75m	840kg/m
PL3=PL7	= 2400kg/m ³ x0.20mx2.50m	1200kg/m
PL2=PL10	= 2400kg/m ³ x0.20mx1.20m	576kg/m
PL4=PL8	= 2400kg/m ³ x0.20mx1.10m	528kg/m
PL5=PL9	= 2400kg/m ³ x0.20mx1.97m	946kg/m
PL6	= 2400kg/m ³ x0.20mx1.55m	744kg/m
Tabiques		
h=2.60	=210kg/m ² x2.60m	546kg/m
h=2.40	=210kg/m ² x2.40m	504kg/m
h=2.45	=210kg/m ² x45m	515kg/m
Tabiquería móvil		100kg/m ²
Acabados		100kg/m ²
Escalera		
Tramo inclinado		808 kg/m ²
Descanso		580 kg/m ²
Alfeizar y Parapetos		
h=0.90	=210kg/m ² x0.90+36	225 kg/m
h=0.60	=210kg/m ² x0.60+36	162 kg/m
Sobrecargas		
Azotea		100 kg/m ²
Vivienda		200 kg/m ²
Corredores y escaleras		200 kg/m ²
Tanque elevado		1000 kg/m ³
Cuarto de máquinas		1000 kg/m ³

4.1.1 Metrado de losas aligeradas

Los aligerados unidireccionales se metran considerando una vigueta típica con franjas tributarias de 0.40m, tomando como eje el centro de dicha vigueta. Se debe identificar la dirección de las losas y analizar los elementos que generan cargas concentradas como los tabiques.

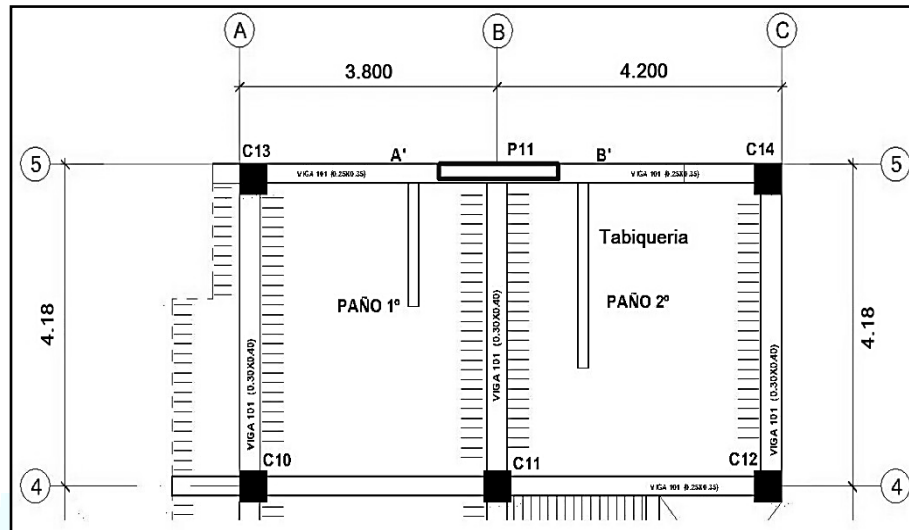


Figura 4.2. Metrado de aligerado paño1-paño2

AZOTEA

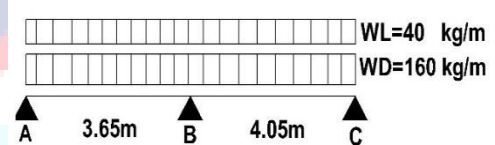
Carga muerta

Peso propio = $300\text{kg/m}^2 \times 0.40\text{m} = 120\text{kg/m}$

Acabados = $100\text{kg/m}^2 \times 0.40\text{m} = 40\text{kg/m}$
WD= 160kg/m

Carga viva

(s/c) = $100\text{kg/m}^2 \times 0.40\text{m} = 40\text{kg/m}$
WL=40kg/m



PLANTA TIPICA (4, 3, 2,1)

Carga muerta

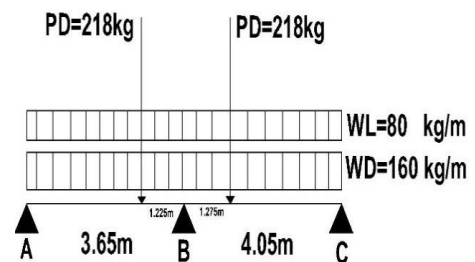
Peso propio = $300\text{kg/m}^2 \times 0.40\text{m} = 120\text{kg/m}$

Acabados = $100\text{kg/m}^2 \times 0.40\text{m} = 40\text{kg/m}$
WD= 160kg/m

Tabiquería = $546\text{kg/m} \times 0.40\text{m} = 218\text{kg}$
PD= 218kg

Carga viva

(s/c) = $200\text{kg/m}^2 \times 0.40\text{m} = 80\text{kg/m}$
WL=80kg/m



4.1.2. Metrado de losas macizas

Para losas macizas en una dirección se analiza una franja de 1 metro de ancho.

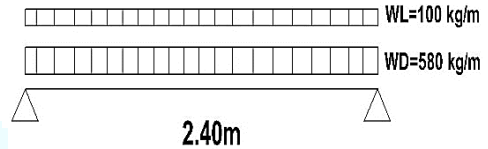
AZOTEA

Carga muerta

$$\text{Peso} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \times 1.00 = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{WD} = 580 \text{ kg/m}$$



Carga viva

$$(s/c) = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 100 \text{ kg/m}$$

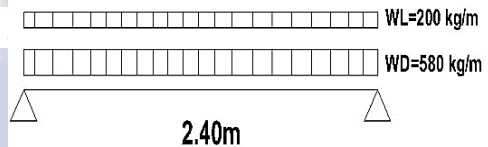
PLANTA TIPICA (4, 3, 2,1)

Carga muerta

$$\text{Peso} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.20 \times 1.00 = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = 100 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{WD} = 580 \text{ kg/m}$$



Carga viva

$$(s/c) = 200 \text{ kg/m}^2 \times 1.00 \text{ m} = 200 \text{ kg/m}$$

$$\text{WL} = 200 \text{ kg/m}$$

4.1.3. Metrado de vigas

Las vigas son los elementos que sirven de apoyo a las losas y están sujetas a las cargas que transmiten estas, así como a las cargas que actúan directamente sobre ella, tales como su peso propio, peso de tabiques, vigas chatas, parapetos, sobrecargas, etc. Para este análisis se consideran las cargas que actúan en la mitad de los paños adyacentes a la viga. Adicionalmente, cabe indicar que las vigas paralelas a la dirección del aligerado también absorben parte de la carga existente en la losa, debido a que existe monolitismo al vaciarse ambos elementos al mismo instante. Para contemplar este efecto, se usa un ancho tributario igual a $4t$ (t espesor de losa), para las vigas en mención.

Como ejemplo Se analizara la viga 101(0.30mx0.40m) del eje B tramo 4-5.

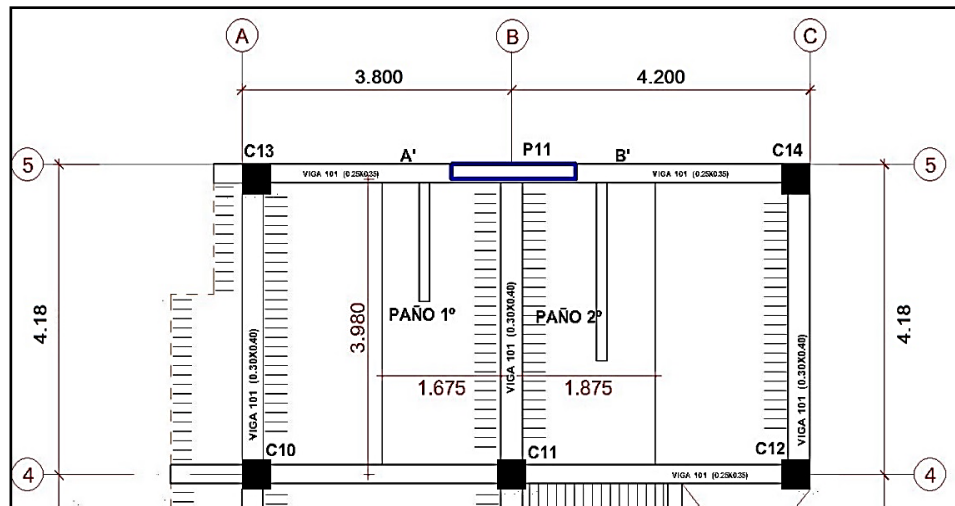


Figura 4.3. Ancho tributario de Viga 101(0.30mx0.40m)-eje B tramo 4-5

AZOTEA

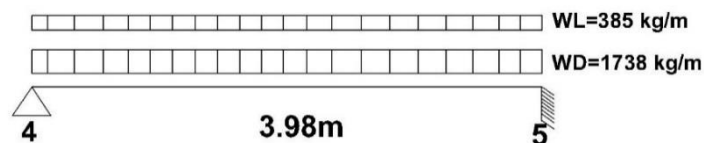
Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 2400\text{kg/m}^3 \times 0.30\text{m} \times 0.40\text{m} = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = 300\text{kg/m}^2 \times (1.675\text{m} + 1.875\text{m}) = 1065 \text{ kg/m} \quad \text{WD} = 1738 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = 100\text{kg/m}^2 \times (1.675 + 1.875 + 0.30) = 385 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 100\text{kg/m}^2 \times (1.675 + 1.875 + 0.30) = 385 \text{ kg/m} \quad \text{WL} = 385 \text{ kg/m}$$



PLANTA TIPICA (4, 3, 2,1)

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 2400\text{kg/m}^3 \times 0.30\text{m} \times 0.40\text{m} = 288 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de tabique} = h (2.40\text{m}) = 504 \text{ kg/m} \quad \text{WD} = 2242 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de losa} = 300\text{kg/m}^2 \times (1.675\text{m} + 1.875\text{m}) = 1065 \text{ kg/m}$$

$$\text{Acabados} = 100\text{kg/m}^2 \times (1.675 + 1.875 + 0.30) = 385 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobrecarga} = 200\text{kg/m}^2 \times (1.675 + 1.875 + 0.30) = 770 \text{ kg/m} \quad \text{WL} = 770 \text{ kg/m}$$

En los paños que cargan esta viga hay existencia de tabiques paralelos a ella, por lo tanto se debe determinar las cargas que producen.

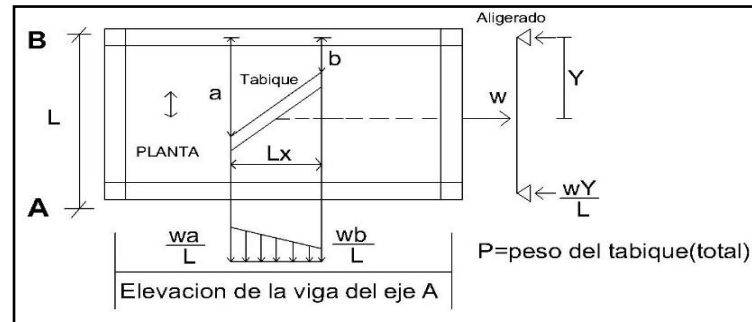


Figura 4.4. Tabiquería en losa aligerada

Fuente: Análisis sísmico de edificios (Ángel San Bartolomé, 1998)

Como son paralelos producirán cargas distribuidas.

Tabique del paño 2

$$a=b=(4.05-1.05-0.075-0.15)=2.775\text{m}$$

$$\text{Tabique (h=2.60m)}$$

$$WD_2=Wa/L=(546\text{kg/m})\times 2.775/4.05\text{m}$$

$$WD_2=374\text{kg/m}$$

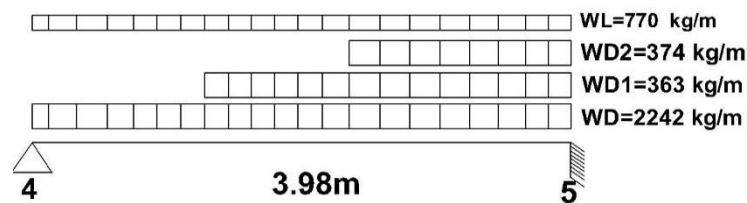
Tabique del paño 1

$$a=b=(3.65-1.00-0.075-0.15)=2.425\text{m}$$

$$\text{Tabique (h=2.60m)}$$

$$WD_1=Wa/L=(546\text{kg/m})\times 2.425/3.65\text{m}$$

$$WD_1=363\text{kg/m}$$



4.1.4. Metrado de columnas

Para llevar a cabo el metrado de columnas se debe tener en cuenta el área tributaria de cada una de ellas, para obtener la carga axial actuante en cada nivel, estas cargas se acumulan hasta llegar al nivel donde nacen estos elementos.

Además del peso propio, están las cargas provenientes de las losas, de las vigas que llegan a cada columna y de los tabiques o parapetos que reposan sobre el aligerado o las vigas.

Como ejemplo se analizara la Columna C11, intersección eje 2-eje 4.

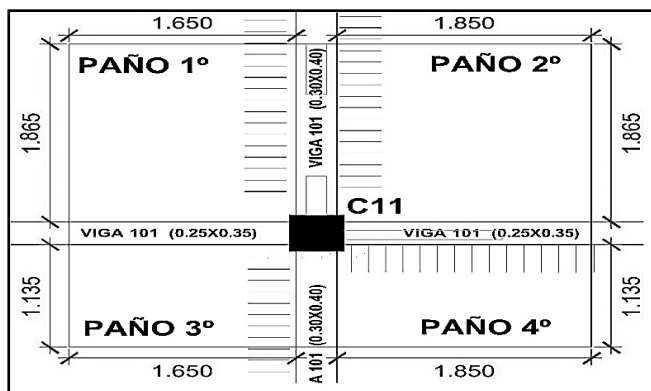


Figura 4.5. Área tributaria columna C11

Cuadro 4.1. Metrado de cargas C11-proyecto

Nive 1	Elemento	Carga unitaria		Área-Franja Tributaria		Pparcial.k g	Pacumulado.k g
AZOTEA	Aligerado	300	kg/m ²	10.50	m ²	3150	
	Viga(0.3x0.4)	288	kg/m	2.85	m	820.8	
	Viga(0.25x0.35)	210	kg/m	3.4	m	714	
	Columna	384	kg/m	2.8	m	1075.2	
	Acabados	100	kg/m ²	12.35	m ²	1235	
	Sobrecarga	100	kg/m ²	12.35	m ²	1235	
	1			PD		6995	6995
PLANTA TIPICA 4,3,2				PL		1235	1235
	Aligerado	300	kg/m ²	10.50	m ²	3150	
	Viga(0.3x0.4)	288	kg/m	2.85	m	820.8	
	Viga(0.25x0.35)	210	kg/m	3.4	m	714	
	Tabique 1	504	kg/m	0.89	m	448.56	
	Tabique 2	515	kg/m	1.15	m	592.25	
	Columna	384	kg/m	2.8	m	1075.2	
	Acabados	100	kg/m ²	12.35	m ²	1235	
	Sobrecarga	200	kg/m ²	12.35	m ²	2470	
	3			PD		8035.81	31102.43
PLANTA TIPICA 1				PL		2470	8645
	Aligerado	300	kg/m ²	10.50	m ²	3150	
	Viga(0.3x0.4)	288	kg/m	2.85	m	820.8	
	Viga(0.25x0.35)	210	kg/m	3.4	m	714	
	Tabique 1	504	kg/m	0.89	m	448.56	
	Tabique 2	515	kg/m	1.15	m	592.25	
	Columna	384	kg/m	4.3	m	1651.2	
	Acabados	100	kg/m ²	12.35	m ²	1235	
	Sobrecarga	200	kg/m ²	12.35	m ²	2470	
	1			PD		8611.81	39714.24
				PL		2470	11115

4.1.5. Metrado de Placas

Para el metrado de placas se procede con el mismo procedimiento que para las columnas.

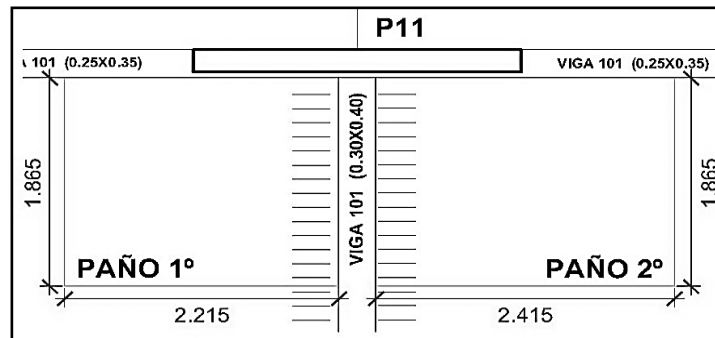


Figura 4.6. Área tributaria PL11

Cuadro 4.2. Metrado de cargas P11-proyecto

Nivel	Elemento	Carga unitaria		Área-Franja Tributaria		Pparcial.kg	Pacumulado.kg
AZOTEA	Aligerado	300	kg/m ²	8.63	m ²	2589	
	Viga(0.3x0.4)	288	kg/m	1.865	m	537.12	
	Viga(0.25x0.35)	210	kg/m	2.28	m	478.8	
	Placa	840	kg/m	2.8	m	2352	
	Col.arriostre	54	kg/m	1	m	54	
	Parapeto	225	kg/m	4.78	m	1075.5	
	Acabados	100	kg/m ²	9.81	m ²	981	
	Sobrecarga	100	kg/m ²	9.81	m ²	981	
	1			PD		8067.42	8062.42
PLANTA TIPICA 4,3,2				PL		981	981
	Aligerado	300	kg/m ²	8.63	m ²	2589	
	Viga(0.3x0.4)	288	kg/m	1.865	m	537.12	
	Viga(0.25x0.35)	210	kg/m	2.28	m	478.8	
	Tabique 1	504	kg/m	1.165	m	587.16	
	Tabique 2	515	kg/m	2.28	m	1174.2	
	Placa	840	kg/m	2.8	m	2352	
	Acabados	100	kg/m ²	9.81	m ²	981	
	Sobrecarga	200	kg/m ²	9.81	m ²	1962	
PLANTA TIPICA 1	3			PD		8699.28	34165.26
				PL		1962	6867
	Aligerado	300	kg/m ²	8.63	m ²	2589	
	Viga(0.3x0.4)	288	kg/m	1.865	m	537.12	
	Viga(0.25x0.35)	210	kg/m	2.28	m	478.8	
	Tabique 1	504	kg/m	1.165	m	587.16	
	Tabique 2	515	kg/m	2.28	m	1174.2	
	Placa	840	kg/m	4.3	m	3612	
	Acabados	100	kg/m ²	9.81	m ²	981	
	Sobrecarga	200	kg/m ²	9.81	m ²	1962	
	1			PD		9959.28	44124.54
				PL		1962	8829

4.1.6. Metrado de Escaleras

Las cargas actuantes en las escaleras tales como los acabados y s/c se expresan en kg/m^2 de área en planta (horizontal). El peso propio del plano inclinado está distribuido a lo largo de su longitud y es necesario transformarlo en una carga equivalente por unidad de área en planta.

Datos de escalera.

Contrapaso (C_p)=0.175m, Paso (P)=0.25, Ancho (B)=1.20m, garganta (t)=0.17m

Carga repartida por unidad de área en planta producida por el peso propio del tramo inclinado.

$$w(pp) = \gamma \left(\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right)$$

Reemplazando en la formula se obtiene que $W(pp)=708 \text{ kg/m}^2$, entonces:

Tramo inclinado:

Peso propio = 708 kg/m^2

Acabados = 100 kg/m^2

WD = 808 kg/m^2

WL=200 kg/m^2

Descanso:

Peso propio $0.2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 480 \text{ kg/m}^2$

Acabados = 100 kg/m^2

WD = 580 kg/m^2

WL=200 kg/m^2

Siendo el ancho de la escalera $B=1.20 \text{ m}$ en todos los tramos por lo tanto:

Tramo inclinado: WD= $808 \text{ kg/m}^2 \times 1.20\text{m}=970 \text{ kg/m}$

WL=240 kg/m

Descanso : WD= $580 \text{ kg/m}^2 \times 1.20\text{m}=696 \text{ kg/m}$

WL=240 kg/m

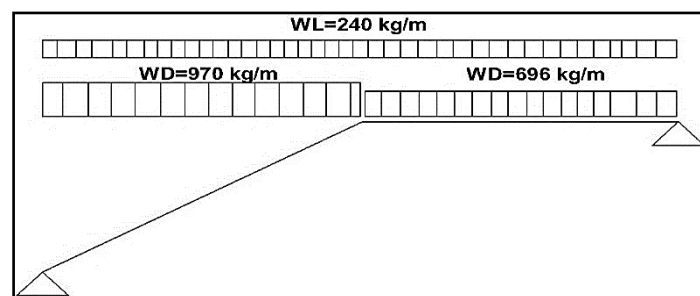


Figura 4.7.Cargas repartidas en escalera

CAPITULO 5

ANALISIS SISMICO

5.1. ANALISIS SISMICO ESTATICO

5.1.1. Generalidades

Se tiene conocimiento que la mayoría de los códigos reconoce la complejidad del diseño sísmico de las edificaciones y definen alcances u objetivos generales de tal manera, que en el caso de la norma peruana el criterio de diseño sismo-resistente se expresa señalando que los edificios tendrán comportamientos que permitan resistir sismos leves sin daños, sismos moderados considerando la posibilidad de daños estructurales leves y sismos severos con la posibilidad de daños estructurales importantes con una posibilidad remota de ocurrencia de colapso.

Dada la condición del Perú de país sísmico y con mayor incidencia en la región costa, no será factible realizar ningún análisis o diseño sin considerar fuerzas de sismo ya que tiene la misma importancia como la que se concede a las cargas por gravedad.

La observación de las fallas producidas en las estructuras debido a los sismos a lo largo de los años permite llegar a la conclusión general que, en su mayoría, provienen de sectores en que se producen cambios bruscos de las propiedades resistentes y principalmente de las rigideces (columnas cortas, vigas muy peraltadas), o de problemas de estructuración, diseño, asimetría en planta o construcción etc.

La norma E030 -2016 de diseño sismo-resistente establece una serie de parámetros y condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios y filosofía de diseño como: evitar pérdidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad evitando que colapsen las estructuras.

5.1.2. Peso de la Edificacion

El peso (P) de la edificación se calculara adicionando a la carga permanente un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinara según el tipo de infraestructura, para el caso de viviendas multifamiliares, edificaciones de la categoría C, se tomara el 25 % según la norma E030 de diseño sismo-resistente.

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Cuadro 5.1. Peso del edificio- Piso 5

Peso Del Edificio							
Piso 5		peralte de losas		0.20	N° columnas	14.00	
Carga Muerta					hColumna	2.80	4.05
Elementos	Peso del material (Tn/m ²)- (Tn/m ³)	Espesor (m)	Área (m ²)	Peralte (m)	Ancho (m)	Longitud total (m)	Peso parcial (Tn)
Losa aligerada 1	0.30		83.22				24.97
Losa aligerada 2	0.30		44.96				13.49
Losa maciza	2.40		4.65				11.16
Viga longitudinal	2.40			0.40	0.30	42.97	12.38
Viga transversal	2.40			0.35	0.25	40.16	8.43
Viga chata	2.40			0.20	0.25	35.68	4.28
Columna	2.40			0.40	0.40		15.05
Placa	2.40	0.20				18.59	24.98
Parapeto	0.10		55.80				5.58
Acabados	0.10		188.63				18.86
						CM	139.19
Carga Viva							
S/C (techo)	0.10		132.83				13.28
						CV	13.28
Carga por sismo	25% de la sobrecarga				Carga Total		142.51

Cuadro 5.2. Peso del edificio- Piso 4, 3,2

Peso Del Edificio							
Piso 4,3,2		peralte de losas	0.20		N°columnas	14.00	
Carga Muerta					H Columna	2.80	
Elementos	Peso del material	Espesor	Área	Peralte	Ancho	Longitud total	Peso parcial (Tn)
Losa aligerada 1	0.30		83.22				24.97
Losa aligerada 2	0.30		44.96				13.49
Losa maciza	2.40		4.65				11.16
Viga longitudinal	2.40			0.40	0.30	42.97	12.38
Viga transversal	2.40			0.35	0.25	40.16	8.43
Viga chata	2.40			0.20	0.25	35.68	4.28
Columna	2.40			0.40	0.40		15.05
Placa	2.40	0.20				18.59	24.98
Tabiquería	0.15		153.92				23.09
Acabados	0.10		286.75				28.68
						CM	166.51
Carga Viva							
S/C (Vivienda)	0.20		132.83				26.57
						CV	26.57
Carga por sismo	25% de la sobrecarga				Carga Total		173.15

Cuadro 5.3. Peso del edificio- Piso 1

Peso Del Edificio							
Piso 1		peralte de losas	0.20		N°columnas	14.00	
Carga Muerta					H Columna	2.80	
Elementos	Peso del material	Espesor	Área	Peralte	Ancho	Longitud total	Peso parcial (Tn)
Losa aligerada 1	0.30		83.22				24.97
Losa aligerada 2	0.30		49.26				14.78
Losa maciza	2.40		5.92				14.21
Viga longitudinal	2.40			0.40	0.30	48.80	14.05
Viga transversal	2.40			0.35	0.25	40.16	8.43
Viga chata	2.40			0.20	0.25	31.43	3.77
Columna	2.40			0.40	0.40		21.77
Placa	2.40	0.20				18.59	36.14
Tabiquería	0.15		139.36				20.90
Acabados	0.10		277.76				27.78
						CM	186.80
Carga Viva							
S/C (vivienda)	0.20		138.40				27.68
Estacionamiento	0.25		67.80				16.95
						CV	27.68
Carga por sismo	25% de la sobrecarga				Carga Total		197.96

5.1.3. Parámetros de sitio

5.1.3.1 Factor de zona (Z)

Nuestro territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas según la nueva norma de diseño sismo-resistente E030 , basada en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. Para cada zona se asigna un factor Z que se conoce como la aceleración máxima horizontal, en nuestro caso nos encontramos en la región costa correspondiente a la zona 4.

Tabla 5.1. Factores de zona

FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: NTP E.030 Diseño sismo-resistente, 2016

5.1.3.2 Factor de suelo (S)

Este factor depende directamente de la zonificación y del perfil del terreno, para el proyecto en estudio se trabaja sobre un perfil tipo S3 (suelos blandos), corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s menor o igual a 180 m/s.

Tabla 5.2. Factor de suelo

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,8	1,0	1,05	1,10
Z ₃	0,8	1,0	1,15	1,20
Z ₂	0,8	1,0	1,20	1,40
Z ₁	0,8	1,0	1,60	2,00

Fuente: NTP E.030 Diseño sismo-resistente, 2016

5.1.3.3 Factor de uso (U)

Nuestra norma establece que cada estructura debe estar clasificada en categorías, dependiendo del uso para las cuales han sido proyectadas, además queda a criterio del proyectistas proveerlas de resistencia y rigidez adecuada.

Tabla 5.3. Factor de Uso

CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
C Edificaciones Comunes	Edificaciones tales como : Viviendas, Oficinas, Hoteles, Restaurantes, depósitos e Instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

Fuente: NTP E.030 Diseño sismo-resistente, 2014

5.1.3.4 Coeficiente de Reducción de las fuerzas Sísmica (R_0)

Tabla 5.4. Sistemas Estructurales

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos(IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por Esfuerzos Admisibles)	7

Fuente: NTP E.030 Diseño sismo-resistente, 2014

Como se habrá podido observar los valores de R_0 que se muestran en la tabla anterior, son valores correspondientes para estructuras regulares, cuando una estructura presenta irregularidades, puede verse afectado su desempeño sísmico.

Para un primer análisis se estimara que el edificio no presenta irregularidades en altura, pero es irregular en planta por esquinas entrantes y discontinuidad del

diafragma debido a la variación abrupta que existe en la zona del hall debido a la caja del ascensor y la escalera, por ello es importante establecer un valor de R adecuado. La norma E030 de diseño sismo-resistente establece factores de irregularidad I_a/I_p según sea el caso en estudio.

$$R = (R_0) (I_a) (I_p)$$

$$R = (7) (1.00) (0.85)$$

$$R = 5.95 \text{ (Valor a emplear en análisis)}$$

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

5.1.3.5 Factor de Amplificación Sísmica(C)

El factor de amplificación sísmica se define de acuerdo a las características de sitio y se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Periodo fundamental de vibración

Condiciones de periodo

Ecuación 5.1

$$T = \frac{h_n}{C_T} = \frac{(5) (2.80)}{60} = 0.233$$

$$T < T_P = 0.233 < 1.00 = \text{OK}$$

Entonces: **C = 2.50**

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

5.1.3.6 Peso total del edificio multifamiliar (P)

Como ya se calculó anteriormente el peso de la edificación, se hace un resumen del peso por piso.

Cuadro 5.1. Resumen de Pesos por Piso

Piso	Peso parcial	Unidad
Piso 5	142.51	Tn
Piso 4	173.15	Tn
Piso 3	173.15	Tn
Piso 2	173.15	Tn
Piso 1	197.96	Tn
P	859.91	Tn

5.1.4. Fuerza Cortante en la Base

Llamada también cortante basal, es la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura y que se distribuye a lo largo de la altura de la edificación, dicha fuerza se calcula de la siguiente manera.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Teniendo los valores del peso de la edificación y los parámetros de sitio se reemplaza los datos en la formula.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R}$$

$$V = \frac{(0.45) (1.00) (2.50) (1.10) \times (859.91) \text{ Tn}}{5.95}$$

$$V = 178.846 \text{ Tn}$$

$$V = 178.85 \text{ Tn}$$

5.1.5. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel determinado (i), correspondientes a la dirección considerada, se calcula de la siguiente manera. Donde (n) es el número de pisos del edificio y (k) es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T).

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Se debe tener en cuenta los valores de (k), para T menor o igual a 0.5 segundos k=1.0 y para el caso de T mayor que 0.5 segundos $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$.

Cuadro 5.2. Distribución de la fuerza sísmica por piso

Nivel	hi(m)	Pi(Tn)	Pi x (hi) ^k	α_i	Fi
5	14.00	142.51	1995.08	0.2886	51.62 Tn
4	11.20	173.15	1939.24	0.2805	50.17 Tn
3	8.40	173.15	1454.43	0.2104	37.63 Tn
2	5.60	173.15	969.62	0.1403	25.09 Tn
1	2.80	197.96	554.29	0.0802	14.34 Tn
			6912.68		178.85 Tn

Una vez que se han obtenido los valores de las fuerzas para cada nivel, se procede a procesar un modelamiento de las estructuras teniendo en cuenta todas las especificaciones que están estipuladas en la norma E030 de diseño sismo-resistente.

5.1.6. Modelo Estructural con ETABS

Para el análisis del edificio se modeló la estructura en 3D empleando elementos unidimensionales y teniendo en cuenta las siguientes consideraciones de idealización.

Se ingresaron las propiedades de los materiales para un concreto de $f_c=210\text{kg/cm}^2$, módulo de elasticidad $E=15000\sqrt{f_c}$ y módulo de poisson $V=0.15$. De la misma manera se definieron las secciones de los distintos elementos estructurales cuyas dimensiones fueron estimadas en la etapa de pre-dimensionamiento.

Según la norma de diseño sismo-resistente las fuerzas de sismo actuarán directamente en el centro de masa de cada nivel considerando una excentricidad de 5% para ambas direcciones de la edificación y se considerará a la losa como un diafragma rígido de manera que la estructura al momento de desplazarse lo haga como una unidad.

La altura de entrepiso para el modelo será de 2.80m a excepción del primer nivel que será de 4.00 debido a la profundidad de desplante, La profundidad de cimentación será de 1.20m estipulado por el estudio de mecánica de suelos y la altura de cimentación se calculó para la columna de mayor ancho tributario, de lo cual se obtuvo $H_{zapata}=0.50\text{m}$, estas medidas son importantes para la determinación del brazo rígido para el caso de columna-zapata.

Se definirán casos de carga para sismo en (x) y sismo en (y), a su vez se harán las combinaciones respectivas con el fin de obtener desplazamientos reales para cada nivel. Por último se procederá a correr el programa y se analizarán los datos obtenidos, verificando que se cumpla con los valores máximos que establece la norma, y de no ser el caso reforzar en la dirección más débil, ya sea aumentando la sección de las columnas o adicionando placas donde sea necesario.

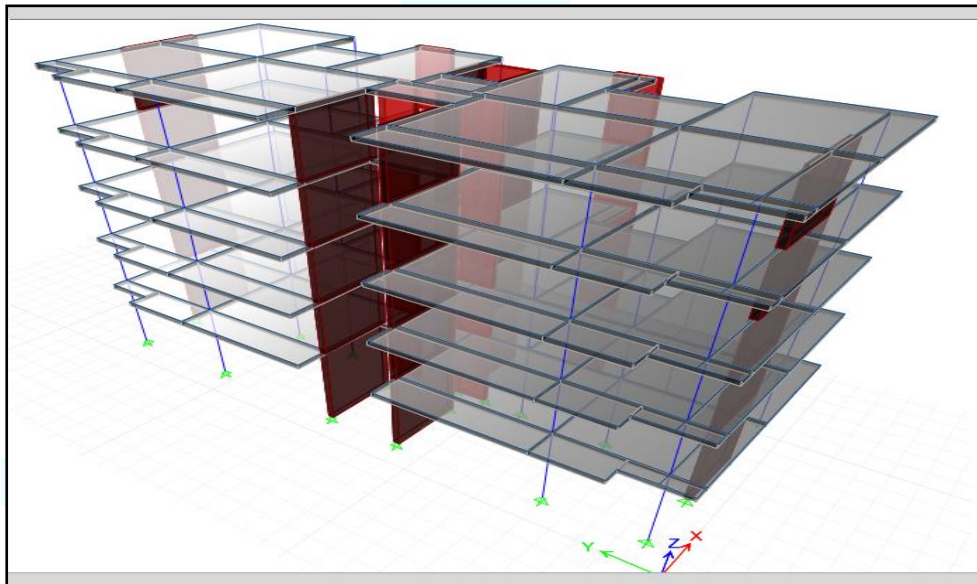


FIGURA 5.1 Vista frontal edificio multifamiliar modelado

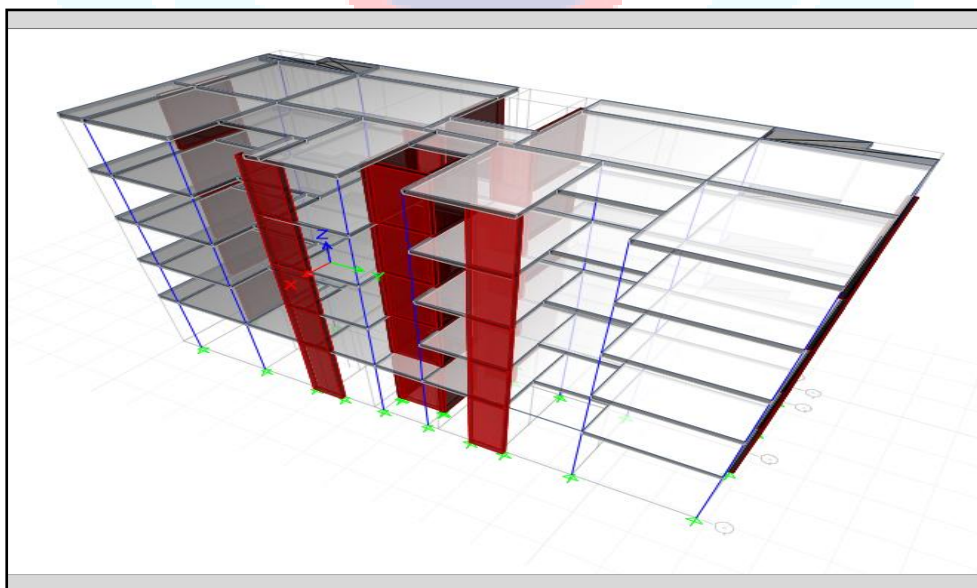


FIGURA 5.1 Vista superior edificio multifamiliar modelado

5.1.7. Desplazamientos Laterales Admisibles

Para determinar los desplazamientos hay que tener en cuenta si la estructura es regular o irregular, para el caso de estructuras irregulares se calculan multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Además se debe tener en cuenta que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder la fracción de altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la norma E030 de diseño sismo-resistente, el cual para el caso de concreto armado es $\Delta i / h_{ei} \leq 0.007$.

Del análisis se obtuvieron los siguientes resultados de derivas:

Cuadro 5.3. Derivas máximas x-x Análisis Estático

Dirección						Deriva máxima 0.007	
Sismo en X							
Piso	Desplazamiento (mm)		H (mm)	Distorsión 1	Distorsión 2	Deriva de piso	Cumple
5	100.89	44.08	2800	0.00631	0.00308	0.0047	ok
4	83.23	35.45	2800	0.00734	0.00342	0.0054	ok
3	62.69	25.87	2800	0.00807	0.00348	0.0058	ok
2	40.09	16.12	2800	0.00789	0.00320	0.0055	ok
1	17.99	7.16	4000	0.00450	0.00179	0.0031	ok

Cuadro 5.4. Derivas máximas y-y Análisis Estático

Dirección						Deriva máxima 0.007	
Sismo en Y							
Piso	Desplazamiento (mm)		H (mm)	Distorsión 1	Distorsión 2	Deriva de piso	Cumple
5	89.66	74.65	2800	0.00446	0.00418	0.0043	ok
4	77.18	62.95	2800	0.00589	0.00519	0.0055	ok
3	60.69	48.42	2800	0.00699	0.00581	0.0064	ok
2	41.11	32.16	2800	0.00749	0.00599	0.0067	ok
1	20.13	15.40	4000	0.00503	0.00385	0.0044	ok

5.1.8. Junta Sísmica

Toda edificación debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel de terreno natural, una distancia mínima S para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, dicha distancia será:

$$S \geq 0.006H \longrightarrow S = 0.006 (14.00m) = 0.084m = 8.40 \text{ cm}$$

$$S \geq 2/3(\text{Desplazamiento máx}) \longrightarrow S = 2/3 (100.89mm) = 67.26mm = 6.70cm$$

5.1.9. Verificación de Periodo de Vibración

La norma establece que alternativamente se puede determinar el periodo fundamental de vibración empleando la siguiente expresión.

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2 \right)}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Cuadro 5.5. Periodo de vibración

Desplazamiento del centro de masa					
Piso	Desplazamiento(mm)	Pi(Tn)	Fi(Tn)	Pi. di ² x10 ⁻⁶	g.(Fi . di)x10 ⁻³
5	5.33	142.51	51.62	0.0041	0.2753
4	4.96	173.15	50.17	0.0043	0.2491
3	4.24	173.15	37.63	0.0031	0.1594
2	3.24	173.15	25.09	0.0018	0.0812
1	2.06	197.96	14.34	0.0008	0.0296
				0.0141	0.7946

$$T_x = 0.85 \times 2 \times 3.1416 \times \sqrt{0.0014/2.7170} = \mathbf{0.227 \text{ seg}}$$


5.1.10. Regularidad Estructural

Una vez realizado el análisis de la estructura en estudio, se tiene que verificar el resto de irregularidades que pueda presentar el edificio, ya que si así lo fuera, se tendría que modificar el valor de R ya calculado y por ende procesar un nuevo análisis, con el fin de obtener resultados que cumplan con lo que exige nuestra norma E030 de diseño sismo-resistente, la cual indica las siguientes irregularidades:


5.1.10.1 IEA. Irregularidad de rigidez-Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

Cuadro 5.6. Irregularidad Piso Blando Eje x-x

Piso	Distorsión (Deriva)(D _i)		1.4(Deriva)	D _i > 1.4 D _{i+1}	1.25(D _{i+1} +D _{i+2} +D _{i+3})/3	Regular
5	0.0047		0.0066	No	D ₁ >1.25(D ₂ +D ₃ +D ₄)/3	si
4	0.0054		0.0076	No	0.0031>0.0069 NO	
3	0.0058		0.0081	No	D ₂ >1.25(D ₃ +D ₄ +D ₅)/3	
2	0.0055		0.0077	No		
1	0.0031		-	No		

Cuadro 5.7. Irregularidad Piso Blando Eje y-y

Piso	Distorsión (Deriva)(D _i)		1.4(Deriva)	D _i > 1.4 D _{i+1}	1.2(D _{i+1} +D _{i+2} +D _{i+3})/3	Regular
5	0.0043		0.0060	No	D ₁ >1.25(D ₂ +D ₃ +D ₄)/3 0.0044>0.0078 NO D ₂ >1.25(D ₃ +D ₄ +D ₅)/3 0.0067>0.0068 NO	si
4	0.0055		0.0077	No		
3	0.0064		0.0089	No		
2	0.0067		0.0094	No		
1	0.0044		-	No		

5.1.10.2 IEA. Irregularidad de resistencia-Piso débil

Existe irregularidad de resistencia, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

Se deduce que no existe esta irregularidad por el hecho de que todos los elementos verticales resistentes a la fuerza cortante han sido prolongados con la misma sección en todos los niveles del edificio.

5.1.10.3 IEA. Irregularidad extrema de rigidez

Existe irregularidad extrema de rigidez, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.

Cuadro 5.8. Irregularidad extrema de rigidez Eje x-x

Piso	Distorsión (Deriva)(D_i)		1.6(Deriva)	$D_i > 1.6 D_{i+1}$	$1.4(D_{i+1}+D_{i+2}+D_{i+3})/3$	Regular
5	0.0047		0.0075	No	$D_1 > 1.4(D_2+D_3+D_4)/3$	si
4	0.0054		0.0086	No	$0.0031 > 0.0078$ NO	
3	0.0058		0.0093	No		
2	0.0055		0.0088	No	$D_2 > 1.4(D_3+D_4+D_5)/3$	
1	0.0031		-	No	$0.0055 > 0.0074$ NO	

Cuadro 5.9. Irregularidad extrema de rigidez Eje y-y

Piso	Distorsión (Deriva)(D_i)		1.6(Deriva)	$D_i > 1.6 D_{i+1}$	$1.4(D_{i+1}+D_{i+2}+D_{i+3})/3$	Regular
5	0.0043		0.0069	No	$D_1 > 1.4(D_2+D_3+D_4)/3$	si
4	0.0055		0.0088	No	$0.0044 > 0.0087$ NO	
3	0.0064		0.0102	No		
2	0.0067		0.0107	No	$D_2 > 1.4(D_3+D_4+D_5)/3$	
1	0.0044		-	No	$0.0067 > 0.0076$ NO	

5.1.10.4 IEA. Irregularidad de masa o peso

Se considera esta irregularidad cuando el peso de un piso, es mayor que 1.5 veces el peso del piso adyacente, dicho criterio no será aplicable en azoteas ni en sótanos.

Cuadro 5.10. Irregularidad de peso

Piso	Masa o (Peso)(P_i)		1.5(Peso)	$P_i > 1.5 P_{i+1}$	Regular
5	142.51		213.76	No	si
4	173.15		259.72	No	
3	173.15		259.72	No	
2	173.15		259.72	No	
1	197.96		-	No	

5.1.10.5 IEA. Discontinuidad de los elementos resistentes

Se considera a la estructura irregular cuando en cualquier elemento que resista el 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor al 25% de la correspondiente dimensión del elemento. En nuestra estructura no existe esta irregularidad debido a que todos los elementos verticales que resisten las fuerzas

cortantes se encuentran alineados sobre un eje y no existe tal separación o desplazamiento a lo largo de los pisos superiores.

5.1.10.6 IEP. Irregularidad extrema torsional

Existe irregularidad extrema torsional, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}).

Cuadro 5.11. Irregularidad extrema torsional eje x-x

Piso	(Δ_{CM})centro de masa	(Δ_{max}) entrepiso		1.5(Δ_{CM})	$\Delta_{max} > 1.5 \Delta_{CM}$	Regular
5	72.72	100.89	→	109.08	No	si
4	59.49	83.23	→	89.22	No	
3	44.43	62.69	→	66.65	No	
2	28.20	40.09	→	42.30	No	
1	12.62	17.99	→	18.93	No	

Cuadro 5.12. Irregularidad extrema torsional eje y-y

Piso	(Δ_{CM})centro de masa	(Δ_{max}) entrepiso		1.5(Δ_{CM})	$\Delta_{max} > 1.5 \Delta_{CM}$	Regular
5	81.52	89.66	→	122.28	No	si
4	69.47	77.18	→	104.21	No	
3	54.04	60.69	→	81.06	No	
2	36.26	41.11	→	54.39	No	
1	17.42	20.13	→	26.13	No	

5.1.10.7 IEP. Sistemas no paralelos

Se considera esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, en nuestro proyecto todos los elementos son paralelos y simétricos con el fin de evitar torsiones.

5.1.11. Fuerzas internas máximas

Las fuerzas internas obtenidas del análisis se analizaran más adelante en el diseño de los elementos, considerando siempre la condición más crítica la envolvente de las cargas.

5.2. ANALISIS SISMICO DINÁMICO

5.2.1. Generalidades

El análisis dinámico se expresa como una perturbación externa con variación en el tiempo tanto de las cargas como de la respuesta estructural, obteniéndose múltiples soluciones dependiendo del periodo o instante considerado, este podrá realizarse según nuestra norma peruana mediante procedimientos de combinación modal espectral o por medio de análisis tiempo-historia, dependiendo si las edificaciones son convencionales o especiales según sea el caso. Los resultados que se desean de este análisis son: periodo de vibración, porcentaje de masa participativa, fuerzas de diseño por sismo y control de desplazamientos de entrepiso.

5.2.2. Análisis Modal

Procedimiento que considera apropiadamente la existencia de masas que inducirán al movimiento y rigidez estructural, con este análisis se determinaran los periodos y formas de vibración del edificio, la norma de diseño sismo-resistente E030 establece que se debe considerar el 90 % de la masa participativa.

En la siguiente tabla se expresa la cantidad de modos dependiendo del total de pisos de la edificación a manera de ratios o formas de control que nos aproximarán al comportamiento real.

Tabla 5.5 Ratios de control de Periodos

Nº pisos	Nº mínimo de modos	1º periodo
<5	3	< 0.5 seg
6 - 10	5	0.6 - 1
11 - 15	8	1.1 - 1.5
>= 16	10	>= 1.6

Fuente: Análisis sísmico Dinámico (Genner Villarreal Castro)

5.2.2.1 Determinación de Masas

Para el cálculo de la masa traslacional y rotacional se empieza determinando el tipo de estructura ya sea regular o irregular. Para el caso en estudio como se dispuso en un inicio, nos encontramos con una estructura irregular debido a sus irregularidades por esquinas entrantes, dichas masas serán aplicadas en el CM, teniendo como restricciones (U_z , R_x , R_y).

$$\text{Masa Traslacional (Mt)} = M_x = M_y = P_{\text{sismo}}^{\text{piso}} / g$$

$$\boxed{\text{Estructuras Regulares}} = M_t (a^2 + b^2) / 12$$

$$\text{Masa Rotacional (Mrz)} =$$

$$\boxed{\text{Estructuras irregulares}} = M_t (I_x + I_y) / A$$

Cuadro 5.13. Masas por piso

A=141.388m ² g=9.81m/s ²					
Piso	Peso sísmico (Tn)	I _x (m ²)	I _y (m ²)	M _t (Tn.S ² /m)	M _{rz} (Tn.S ² .m)
Piso 5	142.51	5116.836	668.395	14.53	596.465
Piso 4	173.15	5116.836	668.395	17.65	724.706
Piso 3	173.15	5116.836	668.395	17.65	724.706
Piso 2	173.15	5116.836	668.395	17.65	724.706
Piso 1	197.96	5116.836	668.395	20.18	828.547

5.2.2.2 Modos de Vibración

Son las formas de vibración u oscilación libre que adopta la estructura frente a una excitación sísmica determinada, nuestra norma de diseño sismo-resistente exige como mínimo 3 modos principales. En la siguiente imagen se muestra una idealización y algunas formas de vibración.

- Modo 1 Traslación en "X"
- Modo 2 Traslación en "Y"
- Modo 3 Torsión en "Z"
- Modo 4 Traslación + flexión "XZ"
- Modo 5 Traslación + Flexión "YZ"

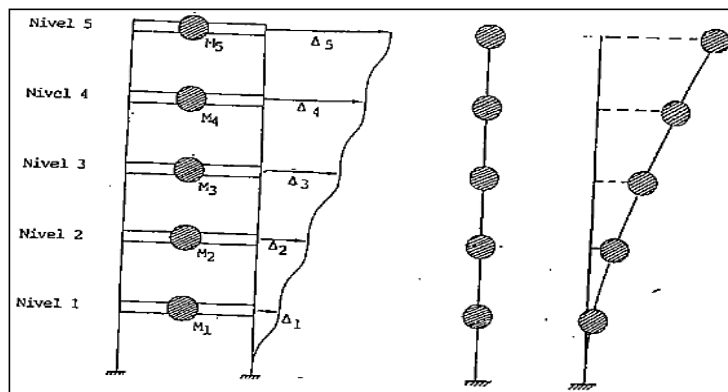


Figura 5.3. Primer modo de Vibración Ux

Fuente: Estructuras Sismo-Resistentes (María Graciela Fratelli)

5.2.3. Análisis Espectral

Simulación de la acción sísmica a través de un espectro y/o plataforma de respuesta mediante la cual se determinan las fuerzas internas de diseño. Par este análisis se construirá un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones dependiendo del perfil y la zona en estudio.

Aceleración espectral:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Parámetros de zona:

Parámetros	Valores	Unidades
Z	0.450	—
U	1.000	—
S	1.100	—
R	5.95	—
g	9.810	m/s ²

$$S_a = \frac{(0.45 \times 1.0 \times 1.10 \times 9.81)}{5.95} C$$

Factor de Escala (F.E)

Factor de amplificación Sísmica

$$S_a = 0.8161 C$$

Según los resultados del estudio de mecánica de suelos nos encontramos en un suelo cuyo Perfil es S₃ (Suelo Blando), por lo tanto elaboraremos la siguiente tabla según esas características y posterior a ello se construirá el espectro.

Tabla 5.5. Periodos T_p y T_L para espectro

PERIODOS “ T_p ” Y “ T_L ”				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: NTP E.030 Diseño sismo-resistente, 2014

Tabla 5.6. Valores de T y C para construccion de espectro

T	C	$(ZUS_g/R) \times C$
0.00	2.500	2.0403
0.10	2.500	2.0403
0.20	2.500	2.0403
0.30	2.500	2.0403
1.00	2.500	2.0403
1.10	2.273	1.8548
1.20	2.083	1.7003
1.30	1.923	1.5695
1.40	1.786	1.4574
1.50	1.667	1.3602
1.60	1.563	1.2752
1.70	1.384	1.1296
1.80	1.235	1.0076
1.90	1.108	0.9043
2.00	1.000	0.8161
2.10	0.907	0.7403
2.20	0.826	0.6745
2.30	0.756	0.6171
2.40	0.694	0.5668
2.50	0.640	0.5223
2.60	0.592	0.4829
2.70	0.549	0.4478
2.80	0.510	0.4164
2.90	0.476	0.3882
3.00	0.444	0.3627
3.50	0.327	0.2665
4.00	0.250	0.2040
4.50	0.198	0.1612
5.00	0.160	0.1306
6.00	0.111	0.0907
8.00	0.063	0.0510
10.00	0.040	0.0326

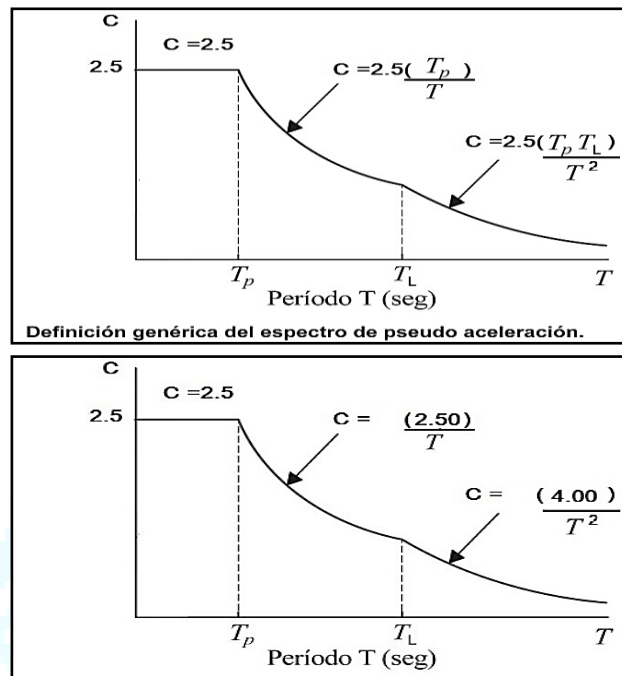


Figura 5.3 Esquema de Espectro Perfil S3

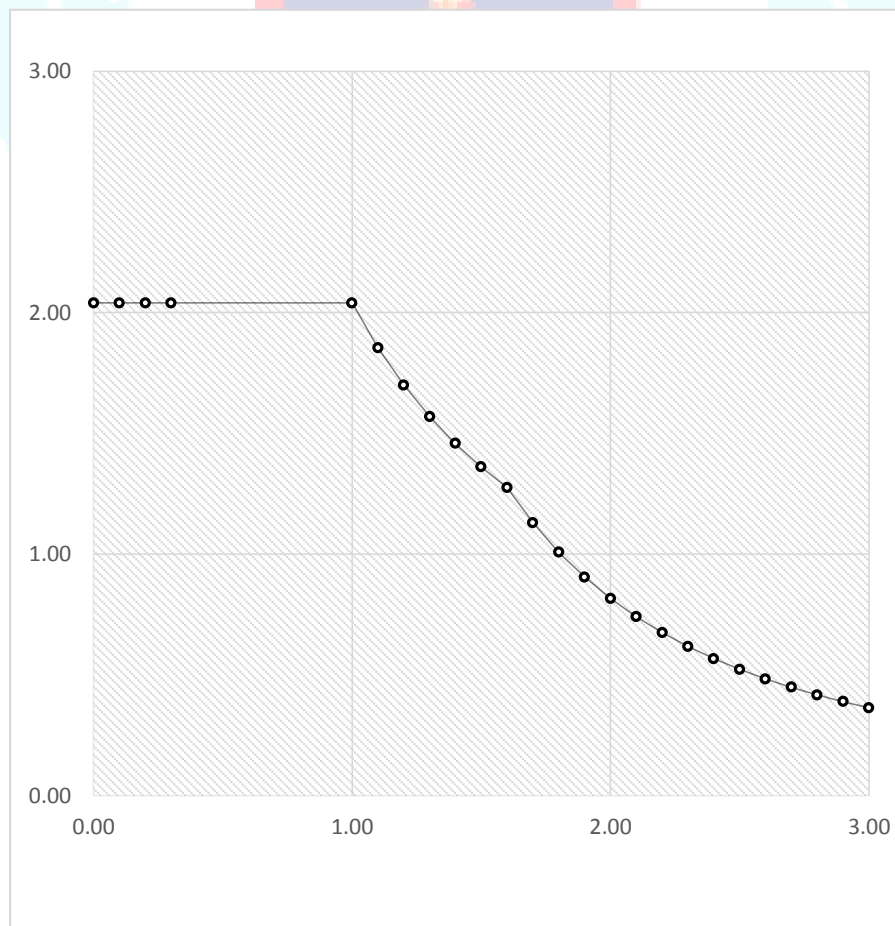


Figura 5.4 Espectro De Seudo-Aceleraciones

5.2.4. Modelo Estructural con ETABS

Para determinar los valores que se necesitan de un análisis dinámico se modeló la estructura tal como se hizo con el análisis estático, con la diferencia de que en este, en vez de fuerzas se aplicaron masas traslacionales y rotacionales en el centro de masa y se incluyó un espectro de aceleraciones según los parámetros que establece la norma E030 de diseño sísmo resistente con el fin de verificar si nuestra estructura tiene un adecuado comportamiento ante las solicitaciones sísmicas y de no ser el caso determinar en qué dirección se necesita reforzar o volver a reestructurar.

5.2.5 Resultados de Análisis

Una vez idealizada la estructura se analizó y se obtuvieron los siguientes resultados, en cuanto a los **periodos y masa participativa** se puede observar en la tabla siguiente, que en la dirección **x** se ha superado el 90 % de masa en el 6^{to} periodo siendo predominante **T = 0.342**, a diferencia de la **dirección y** que se superó en el 5^{to} teniendo como periodo fundamental **T = 0.377**

Cuadro 5.14. Resumen Porcentaje de Masa Participativa

Modo de vibración	Periodo	Masa Participativa U _x	Masa Participativa U _y	SumU _x %	SumU _y %
1	0.476	8.72%	9.37%	8.72%	9.37%
2	0.377	7.47%	69.92%	16.18%	79.30%
3	0.342	62.89%	3.08%	79.07%	82.38%
4	0.130	1.04%	2.52%	80.11%	84.89%
5	0.105	0.93%	10.44%	81.05%	95.34%
6	0.087	13.02%	0.15%	94.07%	95.49%
7	0.059	0.17%	1.36%	94.23%	96.86%
8	0.049	0.34%	1.73%	94.57%	98.59%
9	0.038	3.78%	0.02%	98.35%	98.62%

De la misma manera se debe analizar los **desplazamientos laterales y las derivas máximas** de entrepiso, ya que estas no deben superar el valor establecido en nuestra norma de diseño sísmo-resistente para estructuras de concreto armado, en las tablas siguiente se muestran los valores obtenidos y se puede demostrar que se cumple con los requerimientos de norma, con derivas máximas para el **eje x** de **0.0067** y para el **eje y** de **0.0049**.

Cuadro 5.15. Derivas Max x-x Análisis Dinámico

Dirección						Deriva máxima 0.007	
Sismo en X							
Piso	Desplazamiento (mm)		H (mm)	Distorsion1	Distorsion2	Deriva de piso	Cumple
5	90.620	75.760	2800	0.00538	0.00445	0.0049	ok
4	75.550	63.300	2800	0.00643	0.00535	0.0059	ok
3	57.540	48.320	2800	0.00726	0.00608	0.0067	ok
2	37.210	31.310	2800	0.00727	0.00612	0.0067	ok
1	16.850	14.180	4000	0.00421	0.00355	0.0039	ok

Cuadro 5.16. Derivas Max y-y Análisis Dinámico

Dirección						Deriva máxima 0.007	
Sismo en Y							
Piso	Desplazamiento (mm)		H (mm)	Distorsion1	Distorsion2	Deriva de piso	Cumple
5	57.8	60.41	2800	0.00281	0.00345	0.0031	ok
4	49.93	50.75	2800	0.00373	0.00423	0.0040	ok
3	39.49	38.92	2800	0.00450	0.00473	0.0046	ok
2	26.88	25.69	2800	0.00496	0.00483	0.0049	ok
1	13.00	12.17	4000	0.00325	0.00304	0.0031	ok

5.2.5. Cortante Dinámica

La fuerza cortante dinámica en la base para cada una de las direcciones consideradas en el análisis según la E030 de diseño sismo-resistente deberá ser mayor que el 80% de la cortante estática para el caso de estructuras regulares y mayor que el 90 % para estructuras irregulares, de no ser el caso y si fuera necesario se deberá escalar proporcionalmente todos los resultados obtenido, excepto los desplazamientos.

Cuadro 5.17. Factores de escala

				Factor escala
EJE	V Estático	0.9Vestático	V Dinámico	(0.9Vestático)/(V Dinámico)
x-x	178.85Tn	160.97	124.96	1.29
y-y	178.85Tn	160.97	133.34	1.21

CAPITULO 6

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1. ASPECTOS GENERALES PARA DISEÑO

6.1.1 El diseño estructural

Como se menciona en el libro del Ing. Roberto morales. Diseño En Concreto Armado. La estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico, se parte de las consideraciones generales, que se afinan en las aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema.

Idealmente el objeto del diseño de un sistema es la optimización de este, es decir la obtención de todas las mejores soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el peso o costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que no existen soluciones únicas sino razonables.

6.1.2. Ventajas del concreto armado

Son variables los materiales que se emplean en nuestro país en el sector construcción y esto depende de las características que presenta cada uno de ellos en los distintos proyectos de ingeniería, ya sea por su costo, tiempo de ejecución, comportamiento ante fuerzas sísmicas ,etc.

En el presente proyecto se hará un diseño con elementos de concreto armado, pudiendo mencionar las siguientes ventajas que este presenta frente a otro material: Es durable a lo largo del tiempo y no requiere de una gran inversión para su mantenimiento, tiene una vida útil extensa.

Tiene gran resistencia a la compresión en comparación con otros materiales, es resistente al efecto del agua.

Le confiere un carácter monolítico a sus estructuras lo que les permite resistir más eficientemente las cargas laterales de viento o sismo.

Su gran rigidez y masa evitan problemas de vibraciones en las estructuras erigidas con él.

En fuegos de intensidad media, el concreto armado sufre daños superficiales si se provee un adecuado recubrimiento al acero. Es más resistente al fuego que la madera y el acero estructural.

6.1.3. Detalles de refuerzo

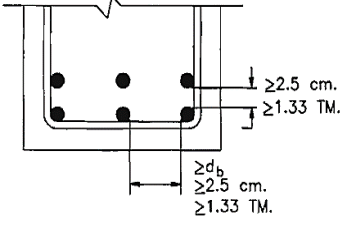
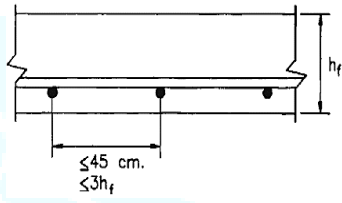
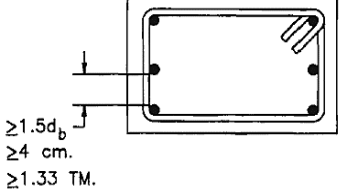
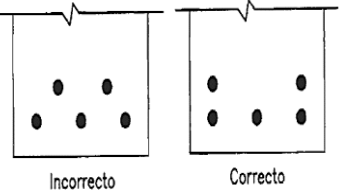
6.1.3.1 Mecanismo de adherencia entre refuerzo y concreto

Son tres los mecanismos que permiten desarrollar la adherencia entre el acero y concreto tales como: adhesión química, fricción, aplastamiento del concreto por las corrugaciones de las varillas, los cuales permiten que el concreto se deforme igual que el acero y que este último sea capaz de desarrollar su esfuerzo de fluencia.

6.1.3.2 Recubrimiento y espaciamiento mínimo del refuerzo

Según el código del ACI los límites mínimos se establecieron con el fin de permitir el flujo rápido del concreto dentro de los espacios comprendidos entre las barras y entre las barras y el encofrado sin formar las denominadas cangrejeras y con el objetivo de evitar la concentración de barras en el mismo plano, lo cual puede causar figuración por cortante o retracción de fragua. El uso del diámetro nominal de las barras para definir el espaciamiento mínimo permite un criterio uniforme para barras de todos los tamaños.

Tabla 6.1. Espaciamientos límites de refuerzo

Elemento	Parámetro norma E060 Concreto armado	Esquema
Viga	La distancia mínima entre barras paralelas de una capa debe ser d_b , pero no menor de 2.5cm.	
Losas y Muros	La distancia mínima entre barras no debe ser menor que 45 cm ni 3 veces el peralte de la losa	
Elementos a compresión	En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de 1.5 d_b ni de 4cm.	
Distribución del refuerzo	Las varillas de acero deberán de ser distribuidas en la sección de la siguiente manera.	

Fuente: Diseño de estructuras de concreto armado (Teodoro E.Harmsen ,2005)

Si se tuviera 2 o más capas de refuerzo paralelo, las barras de las capas superiores deberán colocarse directamente encima de las barras inferiores, con una separación libre entre capas de 2.5 cm.

La limitación de distancia libre entre barras también se debe aplicar a la distancia libre entre un empalme por traslape y los otros empalmes o barras adyacentes.

El recubrimiento mínimo para los paquetes de barras debe ser igual al diámetro equivalente del paquete, pero no necesita ser mayor a 5cm, excepto para concreto construido contra el suelo y permanentemente expuesto a él, caso en el cual el recubrimiento mínimo debe ser de 7.5 cm

La norma de diseño en concreto armado E060 establece los siguientes criterios de recubrimiento según el tipo de concreto.

Tabla 6.2 Recubrimiento del concreto para el refuerzo

Concreto construido en sitio (no pre-esforzado)	Recubrimiento mínimo (cm)
a. Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente	7.5
b. Concreto en contacto permanente con el suelo o intemperie	
barras de 3/4" y mayores	5.0
barras de 5/8" y menores	4.0
c. Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	
Losas , muros y aligerados	
Barras de 1 11/16" y 2 1/4"	4.0
Barras de 1 3/8" y menores	2.0
Vigas y Columnas	
Armadura principal, estribos y espirales	4.0
Cascaras y losas plegadas	
barras de 3/4" y mayores	2.0
barras de 5/8" y menores	1.5
Mallas electrosoldadas	1.5
Concreto construido en sitio (pre-esforzado)	
a. Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente	7.5
b. Concreto en contacto permanente con el suelo o intemperie	
paneles de muros y losas	2.5
viguetas	2.5
otros elementos	4.0
c. Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	
paneles de muros y losas	2.0
Vigas y Columnas	
Refuerzo principal	4.0
Estribos y espirales	2.5
Cascaras y losas plegadas	
barras de 5/8" y menores	1.0
Mallas electrosoldadas	1.0
Concreto prefabricado (condiciones de control de planta)	
a. Concreto en contacto permanente con el suelo o intemperie	
paneles de muros	
Barras de 1 11/16" y 2 1/4"	4.0
Barras de 1 3/8" y menores	2.0
otros elementos	
Barras de 1 11/16" y 2 1/4"	5.0
Barras de 1 3/8" y menores	4.0
b. Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	
Losas , muros y aligerados	
Barras de 1 11/16" y 2 1/4"	3.0
Barras de 1 3/8" y menores	1.6
Tendones 1 1/2"	2.0

Fuente: NTP E.060 Concreto Armado

6.1.3.3 Gancho estándar

Los ganchos se utilizan cuando el espacio disponible en el elemento no es suficiente para desarrollar toda la longitud de anclaje del refuerzo, se dice que sirven de anclaje solo de varillas que se encuentran en tracción siendo inútiles para acero en compresión.

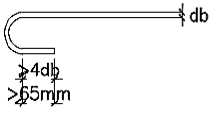

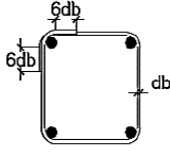
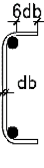
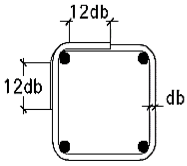
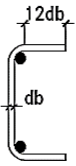
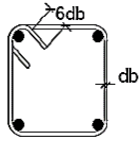
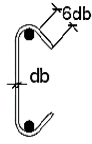
 <p>gancho estándar con doblez de 180°</p>	 <p>gancho estándar con doblez de 90°</p>	 <p>estribo con doblez a 90° ($db \leq 5/8"$)</p>	 <p>grapa suplementaria con doblez a 90° ($db \leq 5/8"$)</p>
 <p>estribo con doblez a 90° ($db > 5/8"$)</p>	 <p>grapa suplementaria con doblez a 90° ($db > 5/8"$)</p>	 <p>estribo con doblez a 135°</p>	 <p>grapa suplementaria con doblez a 135°</p>

Figura 6.1 Ganchos de barras longitudinales, estribos

Fuente: NTP E.060 Concreto Armado

6.1.3.4 Paquetes de barras

Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a un máximo de 4 varillas por cada paquete, deberán alojarse dentro de las esquinas de los estribos y en el caso de vigas, el diámetro máximo de las barras agrupadas en paquetes será de 1 3/8".

6.1.3.5 Empalme de Varillas

Los empalmes son empleados cuando la longitud del refuerzo en un elemento excede la longitud comercial de las varillas de acero y es necesario unir dos de ellas para conseguir el largo adecuado. También se presenta en los nudos o apoyos y cuando se desea cambiar el diámetro de la varilla. Deben ubicarse en las zonas menos esforzadas para no disminuir la resistencia de la pieza y su distribución será especificada en los planos.

El empalme por traslape en tracción genera compresión diagonal en el concreto ubicado entre varillas. La presencia de estribos en el elemento limita el desarrollo de grietas originadas por estos esfuerzos y asegura una falla dúctil. Se ha demostrado que resulta beneficioso escalonar los traslapes, debido a que los extremos de las barras son fuentes de discontinuidad e inician grietas en la zona de tensión, por ello la longitud de traslape o empalme no deberá ser menor que 30cm.

6.1.4. Métodos de diseño

En nuestra actualidad contamos con dos métodos de diseño en concreto armado: el diseño elástico o por cargas de servicio y el diseño a la rotura o por resistencia última. El primero fue utilizado a mediados del siglo y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

En nuestro proyecto se utilizara un diseño por rotura el cual se fundamenta en la predicción de la carga que ocasiona la falla del elemento en estudio y analiza el modo del colapso del mismo, permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico, así como también permite evaluar la ductilidad de la estructura. La carga última es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación. Este número pretende demostrar la posibilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad, la carga permanente, por ejemplo, es evaluada con mayor precisión que la sobrecarga, por eso su factor de amplificación es menor. La carga de sismo, proveniente de un análisis probabilístico, es mucho más incierta, por ello su factor de amplificación es mayor que el de las dos anteriores. En síntesis el método consiste en determinar las cargas de servicio y amplificarlas de acuerdo a las combinaciones de carga que se mencionaron en el capítulo 1.

También se deberá comprobar que la respuesta de los elementos estructurales en condiciones de servicio (deflexiones, agrietamientos) quede limitada a valores tales que el funcionamiento sea satisfactorio.

6.1.5. Requisitos de Resistencia

Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño (ϕR_n) por lo menos iguales a las resistencias requeridas o ultimas (R_u), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en la norma de diseño en concreto armado E060. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse.

$$\phi R_n \geq R_u$$

6.1.6. Diseño Por Flexión

Como se sabe los elementos estructurales que se encuentran sometidos a flexión son las vigas, losas aligeradas en una o dos direcciones, las escaleras y los demás elementos sometidos a cargas perpendiculares a su plano, las cuales originaran esfuerzos de flexión y cortante.

6.1.6.1 Tipos de fallas de elementos sometidos a flexión

Se dice que los elementos sometidos a flexión casi siempre fallan por compresión del concreto, sin embargo el concreto puede fallar antes o después de que el acero fluya, la naturaleza de la falla es determinada por la cuantía de refuerzo.

Se entiende que para cada sección existe una cuantía básica de acero. Si la sección contiene mayor cantidad de refuerzo se tendrá una falla por compresión y si contiene menor cantidad la falla será por tracción, es por ello que el código del ACI recomienda que todas las secciones se diseñen para fallar por tracción es decir una falla dúctil en la cual se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso de la estructura lo cual alerta a los habitantes del peligro y por ende a su posterior evacuación.

Por seguridad el código del ACI recomienda que las secciones se diseñen para fallar por tracción, por lo cual limita la cuantía del refuerzo a $0.75 \rho_b$.

6.2. DISEÑO DE VIGAS

6.2.1. Diseño por Flexión

Para el diseño de un elemento sometido en flexión como es el caso de las vigas se deben tener en cuenta ciertas consideraciones específicas según la NTP E.060 de concreto armado.

El concreto tiene una resistencia a la tracción muy pequeña, por lo que se omite en los cálculos de análisis y diseño, asumiendo que el acero toma la fuerza total en tracción.

El concreto falla al alcanzar una deformación unitaria ultima de 0.003

Las deformaciones en concreto y acero son directamente proporcionales a su distancia al eje neutro de la sección.

Para una sección sometida a flexión, se tiene una distribución de esfuerzos de compresión de forma rectangular

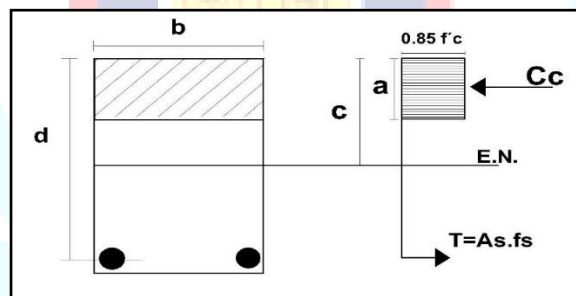


Figura 6.2. Distribución de esfuerzos propuesto por Whitney

Fuente: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado (Antonio Blanco Blasco, 1990)

Partiendo de la distribución de esfuerzos mostrada en la figura 6.4 aplicamos condición de equilibrio, de la cual se deduce la siguiente expresión.

$$C_c = T$$

$$0.85f'_c (b) (a) = A_s.f_y$$

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85f'_c.b}$$

De la expresión se debe entender que f_s depende de la deformación alcanzada por el acero, considerando su mayor valor su esfuerzo de fluencia f_y .

De la misma distribución, tomando momentos respecto a un eje que pasa por el centroide del acero se obtiene la siguiente expresión.

$$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2)$$
$$M_u = \phi M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2)$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

Estas dos ecuaciones son fundamentales para el cálculo de la cuantía de acero de una sección determinada, (ϕ) corresponde al factor de reducción de resistencia tal como se mencionó en el capítulo 1 el cual para el caso de elementos sometidos a flexión toma el valor de 0.90.

De la misma manera para asegurar un comportamiento dúctil el código del ACI establece cuantías máximas y mínimas de acero de la siguiente manera.

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

Las expresiones deducidas en la sección anterior son válidas siempre que el esfuerzo en el acero sea igual a su esfuerzo de fluencia. Y para ello se verifica siempre que la cuantía de la sección sea menor o igual que la cuantía básica (ρ_b), la cual se expresa por la siguiente ecuación.

$$\frac{C_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + E_y} = C_b = \frac{0.003 (d)}{0.003 + E_y}$$

Reemplazando $E_y = \frac{f_y}{2 \times 10^6}$

$$C_b = \frac{6000 (d)}{6000 + f_y}$$

Haciendo equilibrio $C_c = T$; y despejando A_s ; $A_s = 0.85 f'_c \cdot b \cdot a / f_y$

$$A_s b = \frac{0.85 f'_c (b)}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) d$$

$$\rho_b = \beta_1 0.85 f'_c \left(\frac{6000}{f_y (6000 + f_y)} \right)$$

Ejemplo de diseño típico viga longitudinal.

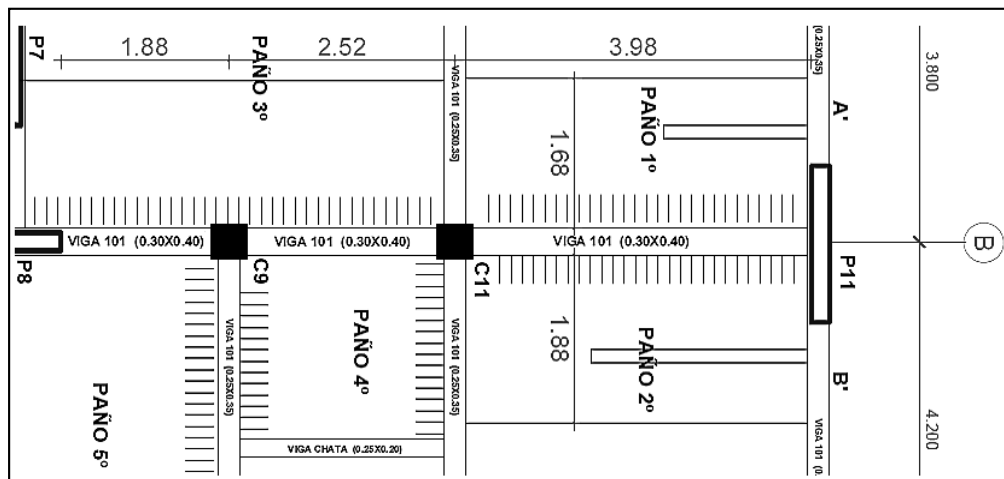


Figura 6.3. Viga Longitudinal 101(0.30X0.40) Eje B-B Tramo 3-5

Las características de la viga peraltada en mención se obtuvieron de un pre dimensionamiento inicial cuyos valores obtenidos fueron 0.30cmx0.40cm, para el metrado de cargas se ha considerado cargas actuantes tales como, el peso propio de la viga , peso de las losas aligeradas , acabados y tabiques actuantes y paralelos sobre ella , los cuales para el segundo caso actúan como cargas uniformemente repartidas, de la misma forma se ha considerado cargas vivas cuya sobrecarga según nuestra norma peruana E020 para el caso de vivienda multifamiliares es de 200 kg/cm² .

Posterior a ello se procedió a idealizar el elemento para el cálculo de los momentos flectores y cortantes máximos, productos de la las diferentes combinaciones de carga muerta, carga viva y sismo.

Para el caso de las vigas de piso tipo se han agrupado en un solo diseño, es por ello que para el diseño de las vigas del grafico anterior se emplearan los máximos momentos de sismo de cada sección tal como se muestra a continuación.

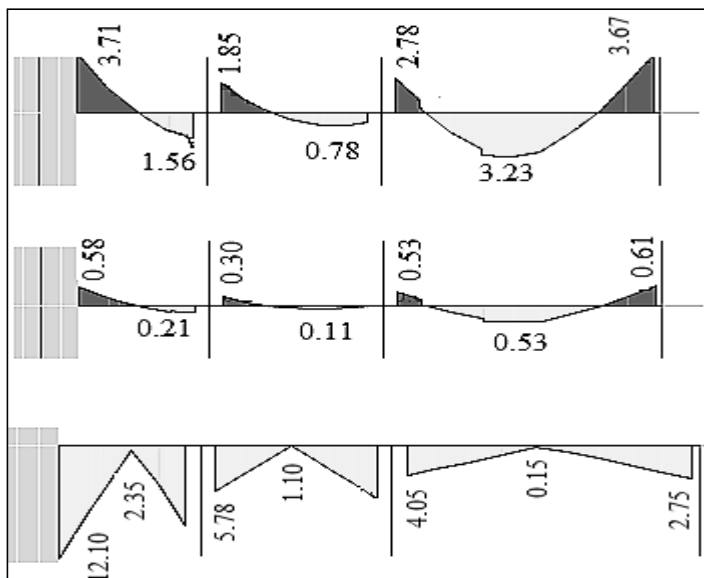


Figura 6.4. Diagramas de momento flector C_m , C_v , Sismo

Los valores de los momentos por sísmico dinámico hecho con el programa ETABS están en valor absoluto, debido a que se le está dando un espectro de pseudo aceleraciones y una masa por cada nivel mas no se le atribuye un sentido en el que pueda atacar el sismo, es por ello que el diagrama se obtiene sin cruzar el eje de referencia (línea que separa los momentos negativos de los positivos).

Para realizar las combinaciones de carga se seleccionó los mayores momentos de sismo de cada sección, además se multiplico por el factor de escala en la dirección y-y según se estimó en el análisis dinámico.

Cuadro 6.1. Resumen de Momentos Amplificados para Diseño

Combinaciones	Momentos Amplificados						
	Apoyo p8	Tramo 1	Apoyo c9	Tramo 2	Apoyo c11	Tramo 3	Apoyo pl11
1.4cm+1.7cv	-6.18	2.54	-3.10	1.28	-4.79	5.42	-6.18
1.25(cm+cv)+cs	9.28	5.06	4.42	2.44	0.76	4.88	-2.02
1.25(cm+cv)-cs	-20.00	-0.63	-9.79	-0.22	-9.04	4.52	-8.68
0.9cm+cs	11.30	4.25	5.44	2.03	2.40	3.09	0.02
0.9cm-cs	-17.98	-1.44	-8.77	-0.63	-7.40	2.73	-6.63

Para el diseño por flexión en vigas se deberán verificar los requerimientos mínimos y máximos de cuantías exigidas por la norma E060 Concreto Armado, además en lo posible concebir que la sección tenga una falla dúctil, es decir que el acero llegue a su estado de fluencia primero que el concreto, por ello se tuvo que incrementar el peralte de la sección en 50 cm por cuestiones de cuantía máxima.

$$A_s = M_u / [\phi f_y (d - a/2)]$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f'_c \times b)$$

Cuadro 6.2. Diseño de acero Longitudinal

Datos	Áreas de refuerzo						
	Apoyo p8	Tramo 1	Apoyo c9	Tramo 2	Apoyo c11	Tramo 3	Apoyo PL11
Mu (kg) x10 ⁵	20.0	5.06	9.79	2.44	9.04	5.42	8.68
b (cm)	30	30	30	30	30	30	30.00
d (cm)	44.73	44.73	44.73	44.73	44.73	44.73	44.73
As1(cm ²)	13.14	3.33	6.43	1.60	5.94	3.56	5.70
a1	10.31	2.61	5.05	1.26	4.66	2.79	4.47
As (cm ²)	13.37	3.08	6.14	1.46	5.64	3.31	5.40
a2	10.49	2.42	4.81	1.15	4.42	2.60	4.24
As final(cm ²)	13.26	3.20	6.28	1.53	5.79	3.44	5.55
$\rho = A_s / bd$	0.0099	0.0024	0.0047	0.0011	0.0043	0.0026	0.0041
ρ_b	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213	0.0213
$\rho_{min} = 14 / f_y$	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033	0.0033
$\rho_{max} = 0.50\rho_b$	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107	0.0107
As diseño	13.26	4.47	6.28	4.47	5.79	4.47	5.55
Nº varillas							
1/2"(1.27)	10.00	4.00	5.00	4.00	5.00	4.00	4.00
5/8" (1.98)	7.00	2.00	3.00	2.00	3.00	2.00	3.00
Diseño Final	2Ø5/8" 3Ø3/4"	4Ø1/2"	2 Ø5/8" 2 Ø1/2"	4Ø1/2"	2 Ø5/8" 2Ø1/2"	4 Ø1/2"	2Ø5/8" 1 Ø1/2"

6.2.2. Diseño por Corte

La resistencia nominal al corte de un sección, será la suma de las resistencias aportadas por el concreto y por el esfuerzo, debiendo cumplirse siempre que $V_u \leq \phi V_n$; a continuación se muestran las fuerza.

La condición más crítica será aquella en la que gobierna el sismo, por tanto la cortante ultima será aquella obtenida de la combinación de carga $1.25 (cm + cv) + cs$.

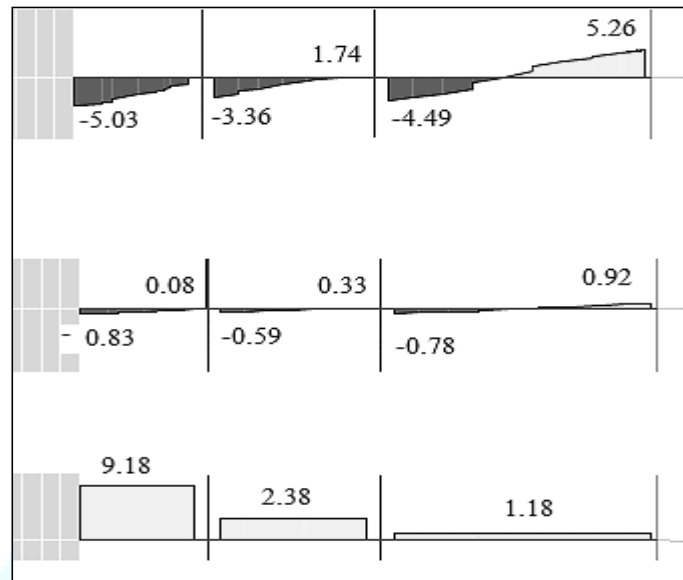


Figura 6.5. Diagramas de Cortantes Cm, Cv, Sismo

La cortante ultima $V_u = 1.25 (c_m + c_v) + c_s = 1.25 (5.26 + 0.92) + 11.12 = 18.85 \text{ tn}$

Resistencia del concreto a la Fuerza Cortante

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \times 10 \text{ tn/m}^2} \times 0.30 \text{ m} \times 0.4473 \text{ m}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \times 10 \text{ tn/m}^2} \times 0.30 \text{ m} \times 0.4473 \text{ m}$$

$$V_c = 10.31 \text{ tn}$$

Resistencia del refuerzo a las Fuerza Cortante

$$V_u / \phi \leq V_c + V_s$$

$$V_u / \phi - V_c \leq V_s$$

$$18.85 \text{ tn} / 0.85 - 10.31 \text{ tn} \leq V_s$$

$$11.86 \text{ tn} = V_s$$

Aporte máximo del refuerzo transversal al corte

$$V_s \leq 2.10 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_s \leq 2.10 \sqrt{210 \times 10 \text{ tn/m}^2} \times 0.30 \text{ m} \times 0.4473 \text{ m}$$

$$V_s \leq 40.84 \text{ tn}$$

$$11.86 \text{ tn} \leq 40.84 \text{ tn} - \text{Conforme}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal, Asumiendo estribos de 3/8 "

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$S = 0.71 \times 4.2 \text{ tn/cm}^2 \times 44.73 \text{ cm} / 11.86 \text{ tn}$$

$$S = 11.25 \text{ cm}$$

$$S \leq d/2 = 44.73/2 = 22.36 \quad \text{Usar } 1\emptyset 3/8" @ 0.12 \text{ m}$$

6.2.3. Requisitos para elementos sismo-resistentes

La zona de confinamiento dispondrá de una longitud de $2d$, medido desde la cara del nudo al centro de la luz, de los cuales el primero deberá colocarse a 5cm en ambos extremos y el resto con un espaciamento (S_0) que no exceda el mínimo de las siguientes expresiones:

$$-0.25d = 0.25 \times 44.73 \text{ cm} = 11.18 = 10 \text{ cm}$$

- $8db$ (db es el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro)

-30cm

El espaciamento de los estribos fuera de la zona de confinamiento (S) no excederá el menor de $d/2$ y 60 cm.

Viga Longitudinal Eje B-B (1-5 Nivel)

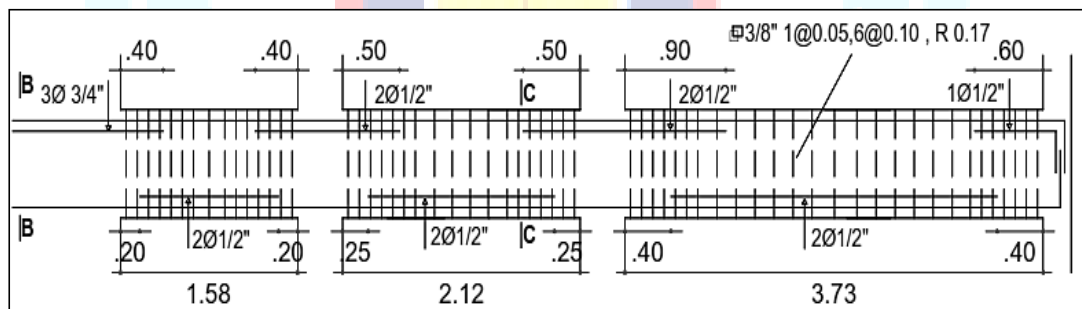


Figura 6.5. Detalle de refuerzo longitudinal

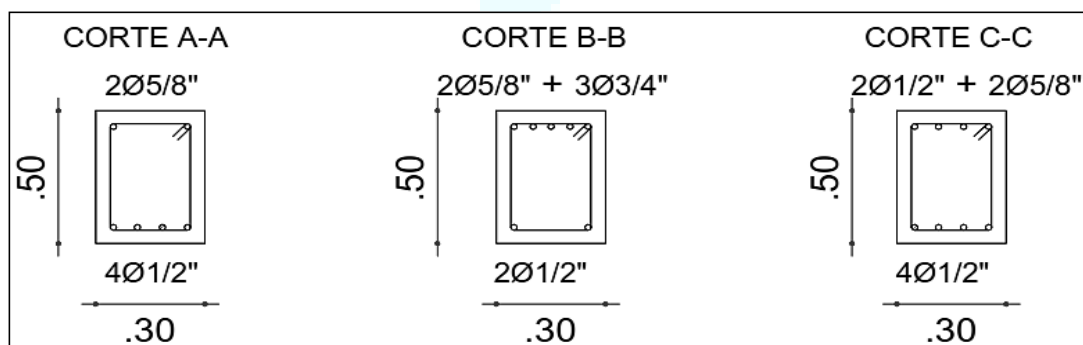


Figura 6.6. Detalle en corte de sección

6.3. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

6.3.1. Generalidades

Para el caso de las losas aligeradas en una dirección, el diseño se efectúa por cargas de gravedad que actúan directamente sobre ellas, se considera una vigueta con ancho inferior a 10 cm y ancho superior a 40 cm, en el caso del peralte según nuestro pre dimensionamiento inicial en la sección 3.4, se generalizo una altura total a 20 cm, considerando una altura de ala de 5cm.

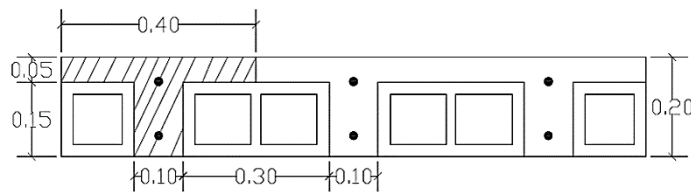


Figura 6.7. Detalle vigueta típica en aligerado

Para el diseño final se tendrá en cuenta el momento de la envolvente más desfavorable para cargas de gravedad

Se tomara como ejemplo el diseño del aligerado del piso 1, la sección comprendida entre los ejes B-C y 1-2'.

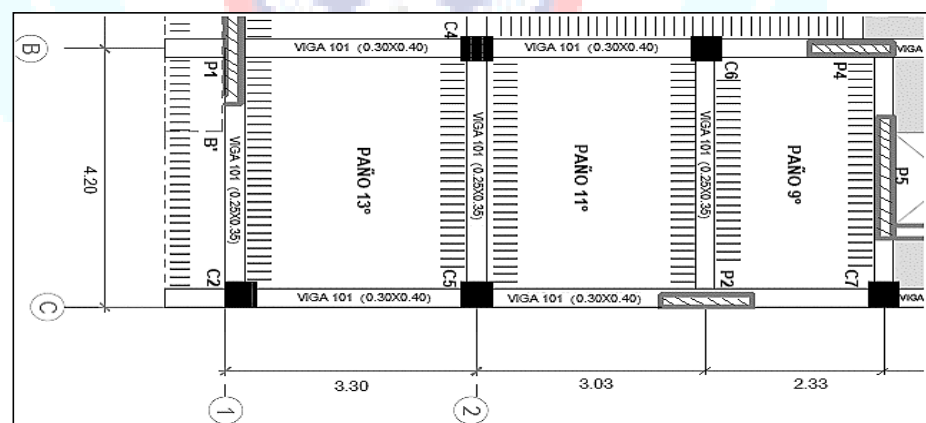


Figura 6.8. Paño de aligerado 1

Para el cálculo de los momentos flectores y cortantes se tendrá en cuenta el metrado realizado en el Capítulo 4 para aligerados, cuya carga distribuida ultima $W_u = 0.36 \text{ tn/m}$, se evaluarán los valores de los momentos mediante un método convencional y a través del programa ETABS.

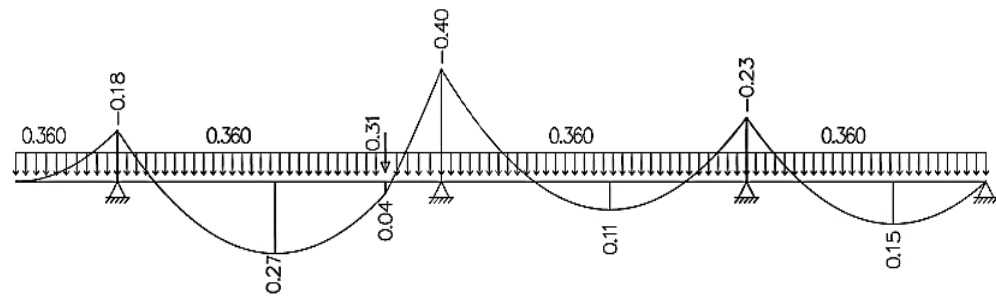


Figura 6.8. Valores de momentos máximos- método convencional

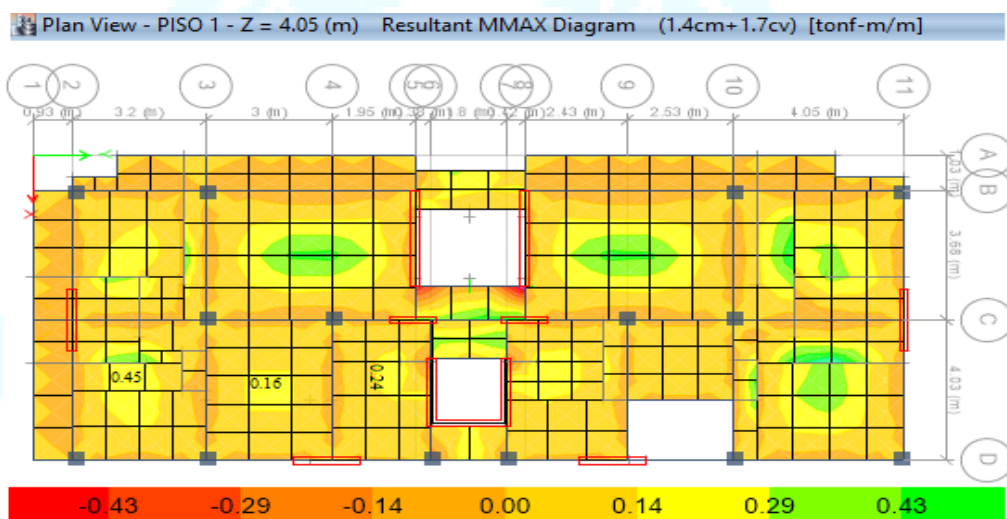


Figura 6.9. Valores de momentos máximos- ETABS

6.3.2 Diseño Por Flexión

Se sabe bien que la vigueta es de sección T, esta trabaja tanto para momentos positivos y momentos negativos como si se tratara de una sección rectangular, es decir para momentos positivos se tendrá una sección con base igual a 40 cm y para momentos negativos se tendrá una sección con base igual a 10 cm.

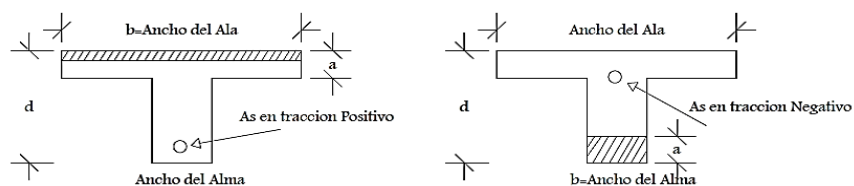


Figura 6.10. Medidas de bloque comprimido en vigueta típica

Para determinar la cantidad de acero necesaria se tomaron los valores de los momentos obtenidos en la envolvente del DMF en la cara de apoyo usando las expresiones antes mencionadas.

$$A_s = M_u / [\phi f_y (d - a/2)]$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f'_c \times b)$$

Para los Momentos Positivos

Por ser momentos Positivos la compresión va en la fibra superior, además se tendrá que verificar que el bloque comprimido no exceda los 5 cm de la losa superior es decir $a < 5\text{cm}$.

Cuadro 6.3. Acero longitudinal en viguetas para momentos positivos

Datos	Diseño de Acero		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
$M_u \text{ (kg)} \times 10^5$	0.72	0.16	0.24
$b \text{ (cm)}$	40.00	40.00	40.00
$d \text{ (cm)}$	17.50	17.50	17.50
$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.21	0.27	0.40
a_1	0.71	0.16	0.24
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	1.11	0.24	0.37
a_2	0.65	0.14	0.21
$A_{s \text{ final}} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.16	0.26	0.38
$\rho = A_s / bd$	0.0017	0.0004	0.0005
ρb	0.0216	0.0216	0.0216
Nº varillas			
3/8"(0.71)	1.63	0.36	0.54
1/2"(1.27)	0.91	0.20	0.30
Diseño	1Ø 1/2"	1Ø 1/2"	1Ø 1/2"

De los valores obtenidos $a = 0.71$, es menor a 5 cm (peralte de losa), la suposición es correcta, y se puede concluir que la vigueta trabaja como una viga rectangular de ancho $b=40\text{cm}$., esto es válido para la mayoría de los aligerados ya que nunca se presentará una viga T donde el bloque comprimido haya excedido.

Para los Momentos Negativos

Por ser momentos negativos la compresión va en la fibra inferior, además se tendrá que verificar que el bloque comprimido no exceda los 15 cm de la losa inferior es decir $a < 15\text{ cm}$

Cuadro 6.4. Acero longitudinal en viguetas para momentos negativos

Datos	Diseño de Acero		
	Apoyo 1	Apoyo 2	Apoyo 3
Mu (kg) x10 ⁵	0.18	0.40	0.23
b (cm)	10.00	10.00	10.00
d (cm)	17.50	17.50	17.50
As1(cm ²)	0.30	0.67	0.39
a1	0.71	1.58	0.91
As (cm ²)	0.28	0.63	0.36
a2	0.65	1.49	0.84
As final(cm ²)	0.29	0.65	0.37
p =As/ bd	0.0017	0.0037	0.0021
pb	0.0216	0.0216	0.0216
Nº varillas			
3/8"(0.71)	0.41	0.92	0.52
1/2"(1.27)	0.23	0.51	0.29
Diseño	1Ø 3/8"	1Ø 3/8"	1Ø 3/8"

6.3.2.1 Refuerzo por contracción y Temperatura

Se debe tener en cuenta que en la losa superior de 5 cm para evitar que tenga problemas de contracción y temperatura se debe considerar un refuerzo de $As=0.0018 \times b \times t$, y el espaciamiento debe ser menor o igual a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 40 cm.

$$As = 0.0018 \times 10 \text{ cm} \times 17.5 \text{ cm} = 0.315 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm ok}$$

6.3.2.2 Área de acero Mínima y Máxima en Aligerados

La norma peruana de concreto armado E060 establece ciertos criterios para elementos sometidos a flexión tales como.

En cualquier sección de un elemento estructural sometido a flexión el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta.

El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no debe ser menor a.

$$A_{s \min} = \frac{0,22 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

En elementos preesforzados sujetos a flexión, el acero en tracción no debe exceder en $0.75A_{sb}$, para zonas sísmicas en $0.50 A_{sb}$.

$$A_{s \max} \leq 0.75 A_{sb}$$

Siguiendo estas Consideraciones tenemos el presente cuadro que resume la verificación de cuantías mínimas y máximas con respecto al acero calculado.

Cuadro 6.5. Resumen de Cuantías, min, máx.

Datos	Verificación de cuantías de acero					
	Apoyo 1	Tramo 1	Apoyo2	Tramo 2	Apoyo 3	Tramo 3
Mu (kg) x10 ⁵	0.18	0.72	0.40	0.16	0.23	0.24
As final(cm ²)	0.71	1.27	0.71	1.27	0.71	1.27
$\rho = A_s / b d$	0.0041	0.0018	0.0041	0.0018	0.0041	0.0018
ρ_b	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216	0.0216
ρ_{\min}	0.00076	0.00076	0.00076	0.00076	0.00076	0.00076
$\rho_{\max} = 0.5\rho_b$	0.0108	0.0108	0.0108	0.0108	0.0108	0.0108
Cumple Condiciones	ok	ok	ok	ok	ok	ok

6.3.3. Diseño por Cortante

Las viguetas se diseñan de tal manera que la sección del concreto resista toda la fuerza cortante última que se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes, es decir.

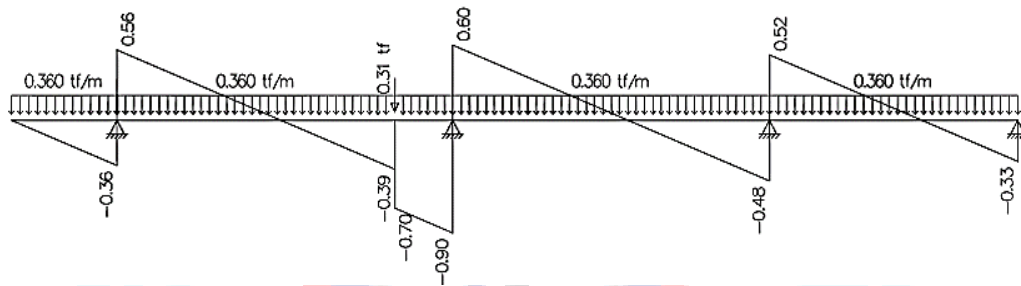
$$\phi V_c \geq V_u$$

La resistencia del concreto ϕV_c se obtiene de la siguiente expresión, en el caso de losas aligeradas tal como lo especifica la norma peruana de concreto armado E060 se permite un 10 % de incremento de la resistencia.

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Se debe tener en cuenta que cuando la resistencia del concreto no sea suficiente a la requerida, se harán ensanches en las viguetas para incrementar la resistencia al corte de las mismas.

Líneas abajo se encuentra el diagrama de fuerza cortante obtenido por la envolvente (1.4CM+1.7CV) de acuerdo con el metrado y con la alternativa más desfavorable de la carga viva con el fin de obtener los máximos momentos cortantes en los nudos.



$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} \times b_w \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 0.10 \times 0.175$$

$$\phi V_c = 1.26 \text{ tn}$$

Del diagrama se puede observar el cortante máximo de todas las secciones críticas el cual tiene un valor de $V_u = 0.90 \text{ Tn}$ y se ubica sobre el apoyo 2

Por lo tanto se tiene que:

$V_u = 0.90$ y $\phi V_c = 1.26$ de lo cual $\phi V_c \geq V_u$, $1.26 \geq 0.90$, la vigueta resiste la cortante máxima por ello no será necesario ensancharlas.

6.3.4. Deflexiones

La norma peruano de concreto armado E060, establece que es posible obviar el cálculo de las deflexiones del elemento estructural, tal es el caso de las losas aligeradas en una dirección, cuando se cumpla con los peraltes mínimos establecido en su tabla 9.1

$$h \geq L/21$$

En nuestro caso la mayor longitud que tenemos en nuestros paños es de $L = 3.18$ m, por lo que se deduce.

$$h \geq 3.18/21 = 0.15\text{m}$$

Con lo cual no se verifican las deflexiones ya que contamos con un peralte mayor para nuestras losas.

El diseño Final del aligerado tendrá la misma configuración de refuerzo en toda su área, tal como se muestra en el paño siguiente.

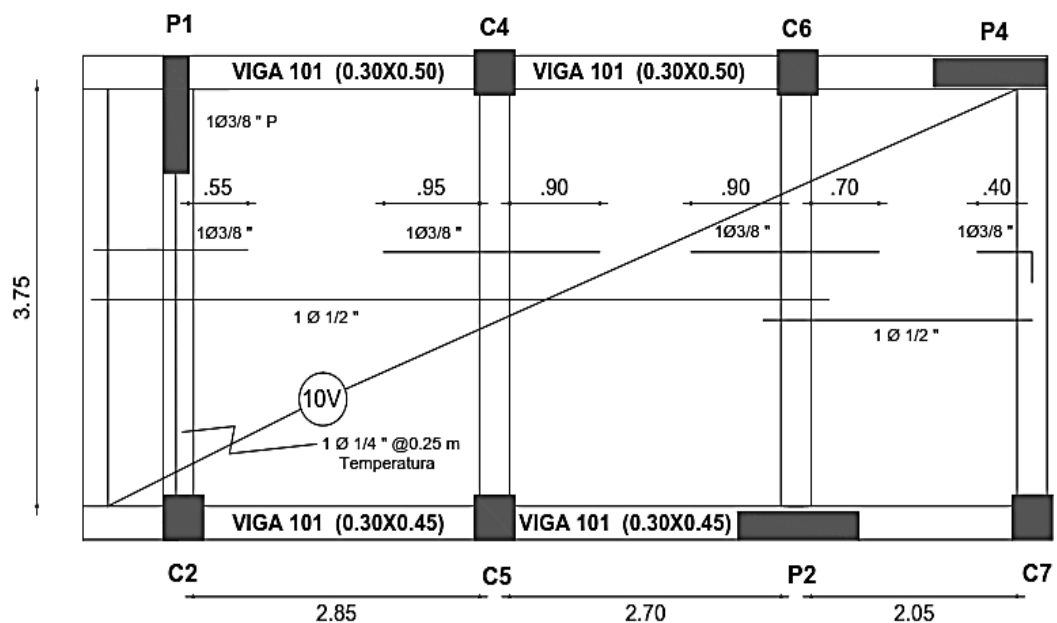


Figura 6.10. Detalle tipo de paño de aligerado

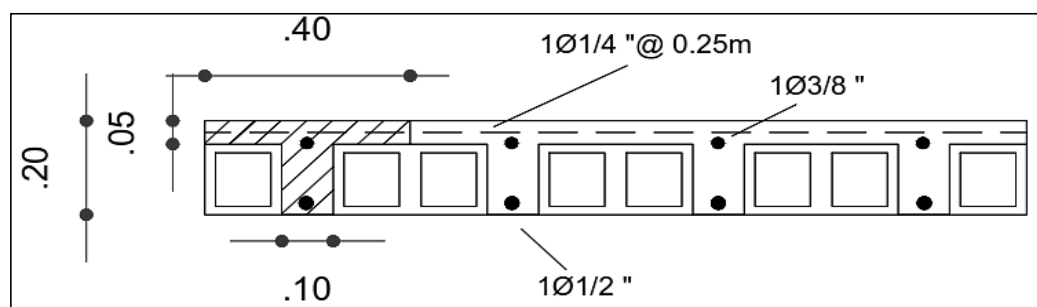


Figura 6.11. Corte de aligerado

6.4. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

6.4.1. Generalidades

El diseño de las losas macizas, es similar al de las losas aligeradas, se diseñaran por flexión y por Cortante considerando solamente cargas de gravedad con un ancho de franja igual a 1 m.

Se sabe que existen losas macizas en una y dos direcciones dependiendo de la relación de la luz mayor y la luz menor, en nuestro proyecto se han considerado solo losas bidireccionales ya que son luces cortas ubicadas en el Hall.

Existen varios métodos de análisis para este tipo de losas , en este caso se ha utilizado para el cálculo de momentos las tablas del método de coeficientes , las cuales las encontramos en nuestra norma peruana de concreto armado E060 , dicho método considera paños con distintas condiciones de borde y asigna coeficientes para los distintos casos.

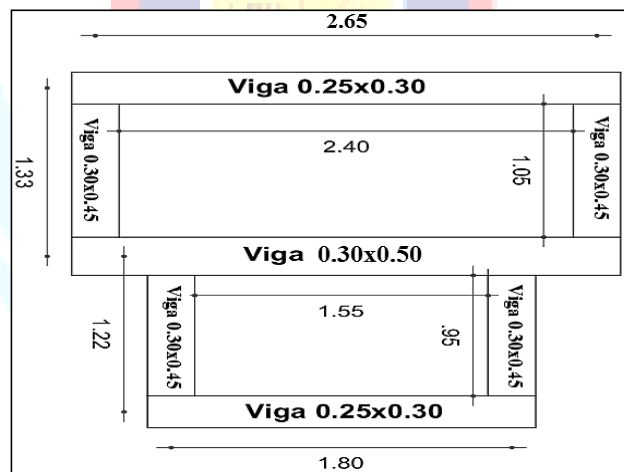


Figura 6.12. Paños de losas macizas

6.4.2. Limitaciones del método de Coeficientes

El diseño de losas armadas en dos direcciones se diseñara usando el método de coeficientes siempre y cuando cumplan con las siguientes condiciones establecidas en la norma peruana E.060 concreto armado.

-Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo $1/15$ de la luz libre o 1.5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor.

$$h \geq 1.50 \times (0.20\text{m}) = 0.30 \text{ m}$$

$$h \geq 1/15 \times (2.40) = 0.16 \text{ m}$$

El peralte de las vigas de borde son: 0.30m, 0.50m y 0.45 m, con lo cual cumple con la condiciones.

-Los paños de las losas deben ser rectangulares con una relación entre la luz mayor y la luz menor medidas centro a centro de los apoyos, no mayor de dos.

$$L_{\text{mayor}}/L_{\text{menor}} < 2$$

$$2.65\text{m} / 1.33 < 2$$

$$1.99 \text{ m} < 2 \quad \text{Conforme}$$

-La longitud de los paños contiguos medidos centro a centro de los apoyos en cada dirección no debe diferir en más de $1/3$ de la luz mayor.

Dirección x-x

$$L_{\text{mayor}} = 1.33\text{m}; \text{ Condición: } 1/3 L_{\text{mayor}} = 1/3 (1.33) = 0.44\text{m}$$

$$\text{Diferencia de longitudes: } L_{\text{mayor}} - L_{\text{menor}} = 1.33\text{m} - 1.27\text{m} = 0.06 \text{ m} < 0.44\text{m} \text{ Conforme}$$

-Todas las cargas deben ser de gravedad y estar uniformemente distribuidas en todo el paño, la carga viva no debe exceder de dos veces la carga muerta, ambas en condiciones de servicio.

$$W_1 \leq 2 W_d$$

$$0.20 \text{ tn/m} \leq 2 (0.58) \text{ tn/m}$$

$$0.20\text{tn/m} \leq 2 (1.16) \text{ tn/m} \text{ Conforme}$$

6.4.3. Diseño por Flexión

Para determinar el valor de los momentos según el método de coeficientes, se debe calcular la relación de los lados del paño; $m=A/B$, de lo cual se deduce que m será igual a 0.50, con esta relación verificamos la tabla y obtenemos los coeficientes C_a y C_b .

Los Momentos de diseño para la franja central y franja de columna del paño de mayor dimensión para el caso de tres extremos discontinuos y uno continuo serán.

A. Dirección Corta

$$M (-) = C_a \times W_u \times a^2 = 0.097 \times 1.15 \times 1.05^2 = 0.12 \text{ Tn.m}$$

$$M (+) = C_a \times W_u \times a^2 = (0.061+0.078) \times 1.15 \times 1.05^2 = 0.18 \text{ Tn.m}$$

Cuadro 6.6. Área de acero Dirección corta

Datos	Diseño de Acero	
	M-	M+
Mu (kg) x10 ⁵	0.12	0.18
b (cm)	100.00	100.00
d (cm)	17.50	17.50
As1(cm ²)	0.20	0.30
a1	0.05	0.07
As (cm ²)	0.18	0.27
a2	0.04	0.06
As final(cm ²)	0.19	0.29

Acero en franja de columna $M^- = 2/3(0.19) = 0.13 \text{ cm}^2$; $M^+ = 2/3(0.29)=0.19 \text{ cm}^2$

B. Dirección Larga

$$M (-) = C_b \times W_u \times b^2 = 0.058 \times 1.15 \times 2.4^2 = 0.38 \text{ Tn.m}$$

$$M (+) = C_b \times W_u \times b^2 = 0.044 \times 1.15 \times 2.40^2 = 0.34 \text{ Tn.m}$$

Cuadro 6.7. Área de acero Dirección Larga

Datos	Diseño de Acero	
	M-	M+
Mu (kg) x10 ⁵	0.38	0.34
b (cm)	100.00	100.00
d (cm)	17.50	17.50
As1(cm ²)	0.64	0.57
a1	0.15	0.13
As (cm ²)	0.58	0.52
a2	0.14	0.12
As final(cm ²)	0.61	0.54

Acero en franja de columna $M^- = 2/3(0.61) = 0.41 \text{ cm}^2$; $M^+ = 2/3(0.54)=0.36 \text{ cm}^2$

Para una losa de 20 cm tenemos un esfuerzo mínimo por retracción y temperatura.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100 \times 17.5 = 3.15 \text{ cm}^2$$

Comparando las cuantías obtenidas, por acción de las cargas de gravedad y la cuantía mínima necesaria, se observa que el acero de diseño por flexión está muy por debajo del mínimo requerido por lo tanto, se utilizarán varillas de $\varnothing 3/8 @ 0.25$ m repartidos en la malla superior y $\varnothing 1/2 @ 0.25$ en la malla inferior, además algunos autores consideran adicionar en las esquinas un refuerzo por esfuerzos de torsión para evitar el desprendimiento del paño.

6.4.4. Diseño Por Corte

Dado el caso que no es posible colocar acero transversal que resista las fuerzas de corte, el diseño se hará de tal forma que la sección del concreto resista toda la fuerza cortante última.

Esta fuerza cortante se calculará asumiendo que la sección crítica se encuentra a una distancia “d” de la cara de apoyo, además cuando exista un borde continuo opuesto a uno discontinuo la fuerza cortante se aumentará a un 15 % tal como lo indica la NTP E0.60 de concreto armado.

Fuerza cortante última de la losa

$$\begin{aligned} V_u &= W_u \times [(A/2-d) \times (1.0-0.5A/B)] \\ V_u &= 1.15 \times 1.15 \times [(1.05/2-0.175) \times (1.0-0.5(1.05/2.4))] \\ V_u &= 0.37 \text{ tn} \end{aligned}$$

Resistencia al corte el concreto

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 1 \times 0.175 \\ \phi V_c &= 11.42 \text{ tn} \\ \phi V_c &> V_u; 11.42 \text{ tn} > 0.37 \text{ tn} \text{ Conforme} \end{aligned}$$

6.5. DISEÑO DE COLUMNAS

6.5.1. Generalidades

Como bien se sabe las columnas son elementos sometidos principalmente a solicitaciones de Flexo-compresión y su importancia estructural es de primer orden es decir que su diseño comprometerá la integridad de la edificación.

Se dice que el diseño de un elemento sometido a flexo-compresión se hace en base a las mismas hipótesis del diseño por flexión adicionando los problemas de esbeltez de las columnas y la consiguiente reducción de su capacidad de carga, estos últimos se evalúan de manera independiente al diseño, para el presente trabajo se ha desarrollado mediante procesos aproximados que comprenden la estimación de factores que corrigen a los momentos del análisis estructural.

Para el diseño inicial según como lo indica la norma técnica peruana E060 de concreto armado se procederá a estimar una cuantía de acero la cual estará comprendida entre 1% a 6 % de la sección bruta del elemento, para diseños más económicos y con la finalidad de evitar el congestionamiento del refuerzo se recomendando cuantías menores de 4%, mayores a esta se deberá detallar el cruce de los refuerzos de la columna y las vigas en cada nudo.

Una vez obtenida la cuantía y distribución del acero en la sección se procederá a construir los diagramas de interacción con los cuales se verificara si la sección resiste los esfuerzos últimos obtenidos de las combinaciones carga, además se deberá analizar por flexión biaxial ya que las fuerzas horizontales de sismo se presenta en una dirección cualesquiera y se pueden producir esfuerzos en las dos direcciones de la edificación simultáneamente.

Se deberá tener en cuenta que lo que se ha indicado anteriormente para el diseño en flexo-compresión tiene validez mientras las columnas no tengan una esbeltez tal, que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada, modifican de manera significativa los momentos calculados en el análisis, caso contrario tal como lo indica la norma se evaluara un factor de corrección de los

momentos de primer orden, de tal manera que el diseño de la columna se haga con este momento ya corregido.

A continuación se muestra el detalle de las columnas típicas distribuidas en nuestra edificación, se analizara la columna más crítica a manera de unificar el diseño.

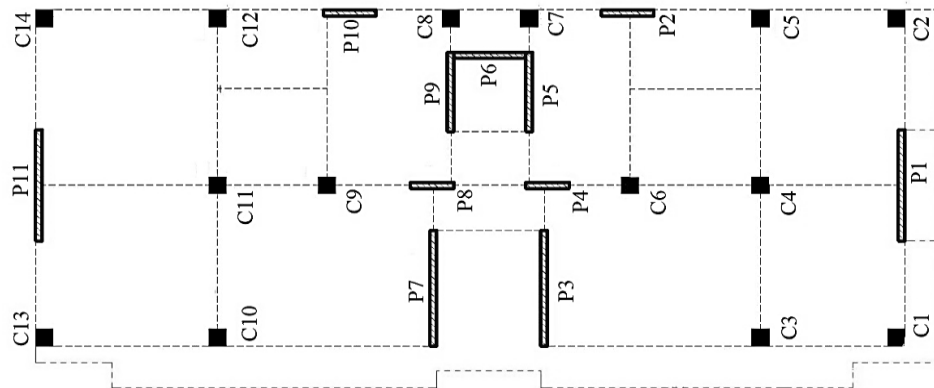


Figura 6.13. Distribución de columnas y placas

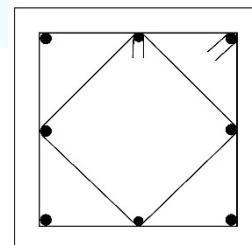
6.5.2. Diseño Por Flexo-compresión Uniáxial

Como se indicó inicialmente a manera de unificar el diseño de todas las columnas se analizara la columna más desfavorable sobre la cual actúan los máximos Esfuerzos como es el caso de la columna C 11, cuyas características son las siguientes:

Datos de Columna

Ancho (b)	= 40 cm
Altura (h)	= 40 cm
Recubrimiento (re)	= 4 cm
Longitud (Ln)	=2.40 m

Distribución de Acero



Para la construcción de los diagramas de interacción se tendrá en cuenta un acero inicial de $6 \text{ } \varnothing 3/4" + 2 \text{ } \varnothing 5/8"$, lo cual corresponde a una área de acero $A_s = 21.06 \text{ cm}^2$ (1.32 %) cumpliendo con el rango mínimo exigido por la norma técnica peruana, dichos diagramas serán iguales ya que se trata de un sección simétrica.

Cuando se tiene una sección con refuerzo asimétrico, el punto donde se debe tomar los momentos para la obtención de los diagramas debe ser en el denominado centro plástico, que viene a ser el centro de las fuerzas obtenido considerando toda la sección comprimida en su capacidad máxima.

De los análisis por cargas de gravedad y sismo se obtuvieron los máximos momentos y cargas axiales para cada dirección respectivamente.

Cuadro 6.8. Fuerzas axiales, momentos y cortantes

Cargas Actuantes	Dirección x-x	Dirección y-y
Axial Por carga Muerta (Pcm)	73.21 tn	73.21 tn
Axial Por carga Viva (Pcv)	11.39 tn	11.39 tn
Axial Por carga de Sismo (Pcs)	38.20 tn	40.62 tn
Momento por Carga Muerta (Mcm)	2.50 tn.m	2.10 tn.m
Momento por Carga Viva (Mcv)	0.36 tn.m	0.36 tn.m
Momento por Carga de Sismo (Mcs)	5.53 tn.m	8.24 tn.m
Cortante por carga muerta (Vcm)	2.08 tn.m	2.43 tn
Cortante por carga viva (Vcv)	0.25 tn.m	0.29 tn
Cortante por carga de sismo (Vcs)	3.63 tn.m	5.65 tn

Para determinar los esfuerzos últimos, se hará uso de las combinaciones de carga especificadas por la NTP E060 de concreto armado, tanto para carga muerta, viva y sismo.

Cuadro 6.9. Esfuerzos últimos de diseño

Combinaciones de Diseño	Dirección X-X			Dirección Y-Y		
	Pux-tn	Mux-tn.m	Vux-tn	Puy-tn	Muy-tn.m	Vuy-tn
1.4 cm+1.7 cv	121.86	4.11	3.34	121.86	3.55	3.90
1.25 (cm+cv) + cs	143.95	9.11	6.54	146.37	11.32	9.05
1.25 (cm+cv) - cs	67.55	-1.96	-0.72	65.13	-5.17	-2.25
0.9 cm + cs	104.09	7.40	5.50	106.51	10.13	7.84
0.9 cm - cs	27.69	-3.28	-1.76	25.27	-6.35	-3.46

En las imágenes siguientes se muestran los diagramas de interacción, junto a las coordenadas (Mu; Pu) para ambas direcciones.

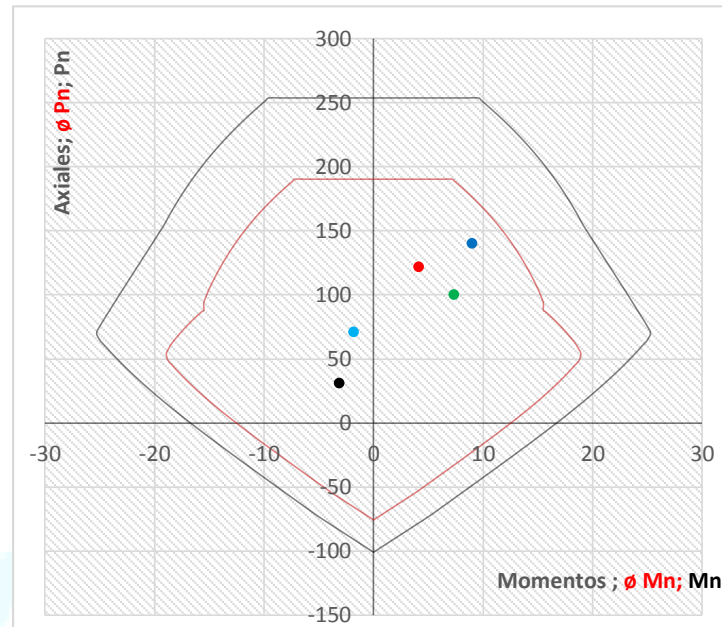


Figura 6.14. Diagrama de Interacción Dirección x-x

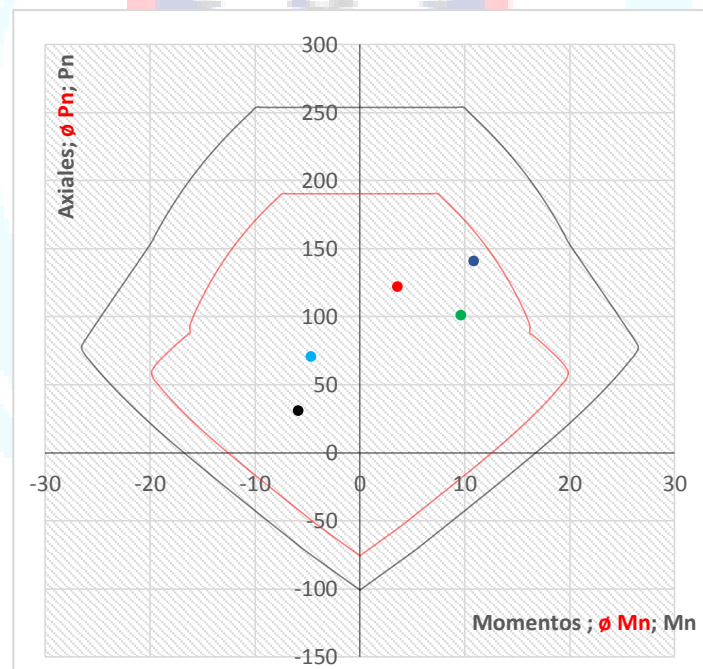


Figura 6.15. Diagrama de Interacción Dirección y-y

Como se puede apreciar; con la distribución de acero propuesta se satisface los puntos (M_u ; P_u) del análisis estructural, es decir los esfuerzos últimos se encuentran por debajo de la curva de interacción y por consiguiente menores a los resistidos por la sección de diseño, de no haber cumplido se tendría que considerar un aumento de la acuantía de acero.

6.5.3. Diseño Por Flexo-compresión Biaxial

La verificación de un diseño por flexión biaxial se debe básicamente a que los criterios antes expuestos no toman en cuenta la simultaneidad de los momentos de sismo en las dos direcciones sino independiente para cada una.

Como se sabe el estudio de la flexión biaxial es un proceso largo y complejo ya que se debe tantear la inclinación del eje neutro y su distancia, por ello es común usar métodos aproximados para estos cálculos; En este proyecto se ha considerado la ecuación planteada por Bresler, siendo uno de los métodos aproximados que indica la norma peruana para el cálculo de las resistencias ultimas en flexión biaxial, el cual supone un diseño previo para la determinación de la cuantía de acero.

$$\frac{1}{\phi P_i} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_o}$$

Donde:

P_i = Resistencia Ultima en Flexion Biaxial

ϕP_{nx} =Carga Axial de diseño bajo excentricidad en una sola dirección $e_y=0$

ϕP_{ny} =Carga Axial de diseño bajo excentricidad en una sola dirección $e_x=0$

ϕP_o =Carga Axial de diseño bajo excentricidad nula $e_x = e_y =0$

Compresión Pura P_o

$$\phi P_o = 0.80 \times [A_{st} \times f_y + 0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st})]$$

$$\phi P_o = 0.80 \times [21.06 \times 4200 + 0.85 \times 210 \times (1600 - 21.06)]$$

$$\phi P_o = 296,234.23 \text{ kg}$$

$$\phi P_o = 296.23 \text{ tn}$$

Los valores de ϕP_{nx} ; ϕP_{ny} son obtenidos de los diagramas de interacción del diseño por flexión uniaxial respecto a los ejes x e y, los cuales se presentan a continuación para cada combinación de carga.

Cuadro 6.10. Cargas axiales bajo excentricidad nula, en x y en y

Combinaciones de Diseño	Dirección X-X				Dirección Y-Y			
	Pux (tn)	Mux (tn.m)	ex (m)	ϕ Pnx (tn)	Puy (tn)	Muy (tn.m)	ey (m)	ϕ Pny (tn)
1.4 cm+1.7 cv	121.86	4.11	0.03	190.28	121.86	3.55	0.03	190.28
1.25 (cm+cv) + cs	143.95	9.11	0.06	168.73	146.37	11.32	0.08	157.53
1.25 (cm+cv) - cs	67.55	-1.96	-0.03	190.28	65.13	-5.17	-0.08	168.13
0.9 cm + cs	104.09	7.40	0.07	158.11	106.51	10.13	0.10	139.09
0.9 cm - cs	27.69	-3.28	-0.12	139.63	25.27	-6.31	-0.25	88.07

Teniendo los valores de ϕ Pnx; ϕ Pny y ϕ Pno reemplazamos en la fórmula de Bresler y obtenemos los valores de resistencia última en flexión Biaxial (P_i) resistidos por la sección, verificando que estos sean superiores a los axiales últimos de Diseño para cada combinación.

Cuadro 6.11. Resistencias últimas en flexión biaxial

Combinaciones de Diseño	ϕ Pnx (tn)	ϕ Pny (tn)	ϕ Po (tn)	P_i (tn)	< >	P_u (tn)	Condición
1.4 cm+1.7 cv	190.28	190.28	296.23	200.22	>	121.86	ok
1.25 (cm+cv) + cs	168.73	157.53	296.23	160.53	>	146.37	ok
1.25 (cm+cv) - cs	190.28	168.13	296.23	182.51	>	67.55	ok
0.9 cm + cs	158.11	139.09	296.23	140.90	>	106.51	ok
0.9 cm - cs	139.63	88.07	296.23	94.35	>	27.69	ok

6.5.4. Efecto de Esbeltez en Columnas

Se dice que los criterios indicados para el diseño de columnas en flexo compresión es válido siempre y cuando las columnas no tengan una esbeltez tal, que las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada, modifiquen significativamente los momentos calculados en un análisis de primer orden.

La norma peruana evalúa este problema con un factor de corrección de los momentos de primer orden de tal manera que el diseño de la columna se haga con el momento ya corregido, subdividiéndose en factor de corrección por efecto local de esbeltez y por efecto global de esbeltez, los cuales corrigen momentos debido a cargas de gravedad y cargas de sismo respectivamente.

Ambos factores se evalúan según la siguientes expresiones a. (efecto local); b. (efecto global).

$$a. \quad \delta l = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1$$

$$b. \quad \delta g = \frac{C_m}{1 - Q}$$

Siendo Q el índice de estabilidad de los entrepisos del edificio, el cual indica que las columnas de la estructura se encuentran arriostradas (sin desplazamiento lateral) y además permitirá despreciar los efectos de la esbeltez global si se verifica que “Q” sea menor o igual a 0.06

A continuación se calcula el índice de estabilidad de los entrepisos para ambas direcciones en estudio mediante la siguiente expresión.

$$Q = \frac{(\sum P_u) \Delta o}{V_u h}$$

Donde:

$\sum P_u$ = Suma de cargas axiales (cm, cv) de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Δo = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso debido a cargas laterales amplificadas.

V_u = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debido a cargas laterales que originan la deformación de la estructura.

h = Altura de entrepiso Considerado.

Cuadro 6.12. Índices de estabilidad de entrepisos dirección x-x

Piso	P_u (tn)	$\sum P_u$ (tn)	Δo	$(\sum P_u) \Delta o$	V_u (tn)	h (m)	Q
5	350.79	350.79	0.0062	2.17	71.69	2.8	0.011
4	651.56	1,002.35	0.0070	7.07	141.38	2.8	0.018
3	999.76	2,002.10	0.0076	15.21	193.64	2.8	0.028
2	1,314.20	3,316.30	0.0073	24.13	228.48	2.8	0.038
1	1,611.91	4,928.22	0.0037	18.33	248.39	2.8	0.026

Cuadro 6.13. Índices de estabilidad de entrepisos dirección y-y

Piso	Pu(tn)	ΣPu (tn)	Δo	(ΣPu) Δo	Vu (tn)	h (m)	Q
5	350.79	350.79	0.0055	1.95	71.69	2.8	0.010
4	651.56	1,002.35	0.0071	7.12	141.38	2.8	0.018
3	999.76	2,002.10	0.0082	16.41	193.64	2.8	0.030
2	1,314.20	3,316.30	0.0087	28.79	228.48	2.8	0.045
1	1,611.91	4,928.22	0.0051	24.96	248.39	2.8	0.036

De los resultados obtenidos se verifica que para el máximo valor de índice de estabilidad obtenido $Q=0.045$ es menor que 0.06 por tanto despreciaremos la corrección de momentos por efectos globales de esbeltez.

Para el caso de corrección de momentos por efectos locales de esbeltez se dice que estos pueden ser despreciados siempre y cuando se cumpla con la siguiente condición.

$$\frac{K L_n}{r} \leq 22$$

De donde $k = 1$ para columnas arriostradas, L_n = longitud efectiva sin arriostrar y $r=0.3h$ para secciones rectangulares

$$\frac{K L_n}{r} \leq 22$$

$$\frac{(1) (2.40)}{0.3 \times 0.4} \leq 22$$

$$20 \leq 22$$

En conclusión y según los resultados obtenidos, no se presentaran problemas de esbeltez por tal motivo se despreciaran para efectos de cálculo y diseño debido a que contamos con secciones uniformes y continuas.

6.5.5. Diseño Por Cortante

Con el fin de buscar una falla por flexión en lugar de una de corte en elementos en flexo-compresión, la fuerza cortante (V_u) de los elementos deberán de determinarse a partir de las resistencias nominales en flexión (M_n), en los extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible según la siguiente expresión.

$$V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{h_n}$$

Para nuestra columna en análisis C11 (0.40x0.40) se determinaron los máximos momentos nominales obtenidos de los diagramas de interacción de la columna, gobernando la dirección x-x para un $P_u = 67.55$ tn; Siendo $M_{ns} = 26.28$ tn.m y $M_{ni} = 26.28$ tn.m, por tanto se deduce que la Cortante de Diseño Sera.

$$V_u = (26.28 \text{ tn.m} + 26.28 \text{ tn.m}) / 2.40 \text{ m}$$

$$V_u = 21.90 \text{ tn}$$

Contribución del concreto en la resistencia al corte - elementos sometidos a compresiones axiales.

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d [1 + 0.0071 (N_u / A_g)]$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 40 \times 34 [1 + 0.0071 (71090 / 1600)]$$

$$V_c = 12962.74 \text{ kg}$$

$$V_c = 13.74 \text{ tn}$$

Se deduce que si $V_u \geq \phi V_c$, siendo $\phi = 0.85$ el elemento necesitara refuerzo por corte.

$$V_u \geq \phi V_c$$

$$21.90 \text{ tn} \geq 0.85 \times 13.74 \text{ tn}$$

$$21.90 \text{ tn} \geq 11.68 \text{ tn}$$

Contribución del Refuerzo en la resistencia al corte - elementos sometidos a compresiones axiales.

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 21.90 \text{ tn} / 0.85 - 13.74 \text{ tn}$$

$$V_s = 12.02 \text{ tn}$$

Resistencia máxima al corte del refuerzo

$$V_s \leq 2.10 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_s \leq 2.10 \times \sqrt{210} \times 40 \times 34$$

$$V_s \leq 41387.37 \text{ kg}$$

$$12.02 \text{ tn} \leq 41.4 \text{ tn} \quad \text{Cumple ok}$$

Calculo del espaciamiento asumiendo $A_v = 2 \times 0.71$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$s = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 34}{12020}$$

$$s = 16.86 \text{ cm}$$

6.5.6. Requerimientos para elementos Sismo-resistentes

Según la NTP E 060 de concreto armado establece ciertos criterios de espaciamiento para elementos sometidos a cargas de sismo tal como se indica a continuación.

- Longitud de la zona de confinamiento L_o , máxima longitud considerada entre las siguientes expresiones.
 - $L_n/6 = 2.40 \text{ m} / 6 = L_o = 40 \text{ cm}$
 - $\text{Max} (b; h) = L_o = 40 \text{ cm}$
 - $L_o = 45 \text{ cm}$

Consideran el máximo valor se deduce que $L_o = 45 \text{ cm}$ en ambos extremos de la columna.

- Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento (S); mínimo valor de las siguientes expresiones.
 - $\text{Min} (b; h) = S = 40 \text{ cm}$
 - $S = 10 \text{ cm}$

Considerando el mínimo valor $S = 10 \text{ cm}$, siendo el primer estribo ubicado a 5 cm en ambos extremos.

○ Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento (S')

- $16d_b = S' = 16 \times (1.587) = 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b;h) = S' = 40 \text{ cm}$
- $30\text{cm} = S' = 30 \text{ cm}$

Se considerara el mínimo valor, por lo tanto $S' = 25\text{cm}$

○ Espaciamiento dentro del nudo viga-columna (S'')

- $S'' = 15 \text{ cm}$

Finalmente cumpliendo con los criterios solicitados, el diseño final de la columna C11 será:

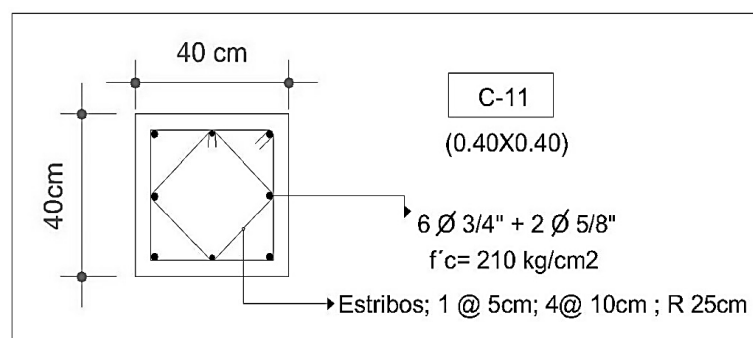
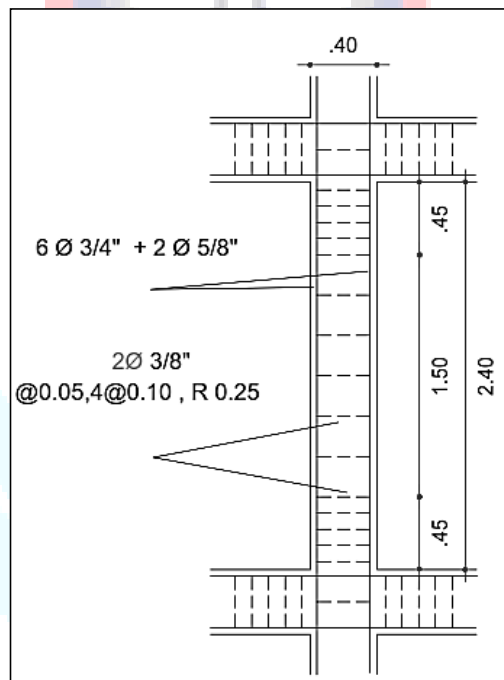


Figura 6.16. Detalle del refuerzo corte y elevación en columnas

6.6. DISEÑO DE PLACAS

6.6.1. Generalidades

Estos elementos estructurales son denominados también muros de corte debido a que la carga lateral de un edificio, debido a la acción de un sismo, se transfiere por cortante horizontal a estos elementos y dada su rigidez absorben gran parte de la fuerza sísmica total, reduciendo considerablemente los desplazamientos laterales de entrepiso y proporcionando seguridad estructural adecuada en caso de sismos severos.

Teniendo en cuenta su altura se puede decir que si los muros son esbeltos se comportaran como elementos sometidos a flexo-compresión y cortante pudiéndose diseñar con las mismas hipótesis básicas de flexión caso contrario se deberá hacer un análisis aplicando la teoría de elasticidad.

La norma indica que en todos los muros el refuerzo concentrado en los extremos tendrá que confinarse como en el caso de columnas debido a que allí se producen los mayores esfuerzos de compresión y tracción, evitando de esta manera una falla por inestabilidad del borde, además se deberá analizar y verificar que las cargas concentradas sobre estos no ocasionen el aplastamiento del concreto, considerando que estas son resistidas solo por una porción del muro.

Se deberá proporcionar esfuerzo horizontal y vertical teniendo en cuenta que la separación de estos no será mayor que tres veces el espesor del muro ni mayor que 45 cm, además para muros cuyo espesor sea mayor o igual a 25 cm se deberá proporcionar acero en dos capas, para aquellos que sean de menor espesor no se requerirá que el refuerzo se distribuya en dos capas pero sería conveniente hacerlo para controlar el agrietamiento, siempre y cuando que el espaciamiento y recubrimiento mínimo lo permita.

Para el caso de nuestro proyecto a manera de ejemplo se analizarán las placas PL 03 Y PL 07 las cuales se encuentran alrededor de la escalera y se proyectan hasta el tanque de agua con una altura total de 18.70 m.

6.6.1.1 Resumen de Cargas

Del análisis dinámico se obtuvieron los siguientes esfuerzos axiales, momentos y cortantes para solicitaciones de carga muerta, viva y cargas de sismo.

Cuadro 6.14. Resumen de esfuerzos axiales, cortantes y momentos

Cargas Actuantes	Dirección x-x	Dirección y-y
Axial Por carga Muerta (Pcm)	93.80 tn	93.80 tn
Axial Por carga Viva (Pcv)	74.90 tn	74.90 tn
Axial Por carga de Sismo (Pcs)	53.80 tn	26.40 tn
Momento por Carga Muerta (Mcm)	32.00 tn.m	32.00 tn.m
Momento por Carga Viva (Mcv)	5.50 tn.m	5.50 tn.m
Momento por Carga de Sismo (Mcs)	182.30 tn.m	21.60 tn.m
Cortante por carga muerta (Vcm)	1.00 tn.m	1.00 tn
Cortante por carga viva (Vcv)	0.20 tn.m	0.20 tn
Cortante por carga de sismo (Vcs)	32.50 tn.m	12.30 tn

6.6.1.2 Combinaciones de carga

Cuadro 6.15. Esfuerzos máximos de diseño

Combinaciones de Diseño	Dirección x-x			Dirección y-y		
	Pux(tn)	Mux(tn.m)	Vux(tn)	Puy(tn)	Muy(tn.m)	Vuy(tn)
1.4 cm+1.7 cv	258.65	54.08	1.72	258.65	54.08	1.72
1.25 (cm+cv)+ cs	264.71	229.13	33.96	237.29	68.46	13.76
1.25 (cm+cv)- cs	157.05	-135.48	-30.98	184.47	25.20	-10.78
0.9 cm + cs	138.25	211.10	33.39	110.83	56.43	13.19
0.9 cm - cs	30.59	-153.50	-31.55	58.01	7.17	-11.35

Como se puede apreciar los momentos, axiales y cortantes máximos se deben a la combinación de carga gobernada por el sismo 1.25 (cm+cv)+cs para ambas direcciones.

Estas cargas de diseño serán distribuidas en toda su longitud, para el caso de las placas PL1, PL2, PL4, PL8, y PL11 se deberá verificar el efecto local de las cargas concentradas actuantes en diferentes zonas de los muros , por lo general donde se apoyan las vigas de la estructura como se puede apreciar en la arquitectura típica.

6.6.1.3 Necesidad de elementos de borde o de confinamiento

Los muros continuos desde la cimentación hasta el extremo superior que tienen una sección crítica por flexión y carga axial, la zona de compresión deberá ser reforzada con elementos de confinamiento especiales siempre que la compresión máxima que ocurre en la fibra extrema sea mayor que $0.20 f'_c$.

Esfuerzo de compresión en la fibra extrema:

$$f'_c = P_u / A_g + M_u \times (L_m/2) / I_{y-y}$$

$$f'_c = 258.65 \text{ tn} / 25 \times 270 \text{ cm}^2 + 1.4 \times 229.13 \times 100 \text{ tn.cm} \times (270 \text{ cm}/2) / 41,006,250.0 \text{ cm}^4$$

$$f'_c = 0.03832 \text{ tn} / \text{cm}^2 + 0.1056 \text{ tn} / \text{cm}^2$$

$$f'_c = 143.92 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$143.92 \text{ kg} / \text{cm}^2 \geq 0.20 \times 280 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$143.92 \text{ kg} / \text{cm}^2 \geq 56.0 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Se necesita elementos de confinamiento

6.6.1.4 Necesidad de refuerzo en dos capas

Se proveerá de refuerzo en dos capas siempre y cuando se cumpla una de las siguientes condiciones.

$$\checkmark t_m \geq 0.25 \text{ m} \quad 0.25 \text{ m} \geq 0.25 \text{ m} \quad \text{Refuerzo en dos capas}$$

$$\checkmark V_u > V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times A_{cv}$$

$$33.96 \text{ tn} > 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 0.25 \times 2.7$$

$$33.96 \text{ tn} < 51.84 \text{ tn}$$

Refuerzo en una capa

Por cuestiones de espaciamiento máximo en los elementos de confinamiento se aumentó el espesor del muro de 20 cm a 25 cm por lo tanto, tendremos columnas de confinamiento a ambos extremos del muro de sección 25 cm x 50 cm y distribución de refuerzo vertical en dos capas a lo largo del alma, luego de verificar estas condiciones se calculara la cuantía de acero vertical para proceder a construir los diagramas de interacción en ambas direcciones, para el diseño se tendrá en cuenta lo estipulado por la norma cuando tenemos muros esbeltos cuya relación $h_m/l_m \geq 2$ como es el caso de nuestro proyecto ya que $h_m/l_m = 18.70/2.7 = 6.93$.

6.6.1.5 Refuerzo vertical en Muros estructurales

El código del ACI establece una cuantía mínima para muros sometidos a cargas de sismo tal como $\rho_v \geq 0.0025$, también establece que la separación máxima no debe exceder 3 veces el espesor ni mayor de 45 cm, por tanto partiendo de esto determinaremos el área de acero vertical por unidad de metro.

$$A_s/m = 0.0025 \times A_{cv}$$

$$A_s/m = 0.0025 \times 2500 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s/m = 6.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Usando $\emptyset 1/2''$ $A_s = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$

“S” requerido $= (A_s) / (A_s/m) = (2.54 \text{ cm}^2) / (6.30 \text{ cm}^2 / \text{m}) = 0.41 \text{ m} < 0.45$ - conforme
Consideraremos $5/8'' @ 0.12 \text{ m}$ en dos capas para el refuerzo vertical en el alma del muro.

6.6.1.6 Refuerzo vertical en elementos de confinamiento

En esta condición se verifica que los elementos de confinamiento actuando como columnas cortas toman las cargas verticales debido a cargas de gravedad y sismo.

Fuerza axial máxima sobre el elemento de confinamiento:

$$P_u (\text{max}) = \frac{P_u (\text{muro})}{2} + \frac{M_u}{L'm}$$

Donde:

$$P_u = 1.4 (P_d + P_L + P_E) = 1.4 (93.80 \text{ tn} + 74.90 \text{ tn} + 0) = 236.18 \text{ tn}$$

$$M_u = \text{momento factorado en la base} = 1.4 M_b = 1.4 (229.13 \text{ tn.m}) = 320.78 \text{ tn.m}$$

$$P_u = \frac{236.18 \text{ tn}}{2} + \frac{320.78 \text{ tn.m}}{2.20 \text{ m}}$$

$$P_u = 118.09 \text{ tn} + 145.81 \text{ tn}$$

$$P_u = 263.90 \text{ tn}$$

Considerando inicialmente una distribución de acero de $8 \text{ } \varnothing 3/4'' + 2 \text{ } \varnothing 5/8'' + 14 \text{ } \varnothing 1/2''$; se tiene $A_s = 44.54 \text{ cm}^2$ y $\rho = 0.036$, esta cuantía se encuentra dentro de los límites exigidos por la norma $0.01 < 0.036 < 0.06$, con este acero calculamos la carga axial nominal máxima que resistirá la sección.

$$P_n \text{ max} = 0.80 (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} \times f_y)$$

$$P_n \text{ max} = 0.80 (0.85 \times 280 \text{ kg/cm}^2 (25 \times 50 \text{ cm}^2 - 44.54 \text{ cm}^2) + 44.54 \times 4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$P_n \text{ max} = 379173.98 \text{ kg}$$

$$P_n \text{ max} = 379.17 \text{ tn}$$

$$P_u \text{ max} = 0.7 \times 379.17 \text{ tn}$$

$$P_u \text{ max} = 265.42 \text{ tn}$$

$$P_u \text{ max} > P_u \longrightarrow 265.42 \text{ tn} > 263.90 \text{ tn} \text{ Conforme}$$

6.6.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION

Una vez distribuido el refuerzo vertical a lo largo de la longitud del muro y concentrado en los elementos de confinamiento, se verificara que los pares de carga y momento flector (M_u , P_u) sean menores a los resistidos por la sección, es decir que se encuentren dentro del diagrama de interacción.

Extremos Confinados $A_s = 8 \text{ } \varnothing 3/4'' + 2 \text{ } \varnothing 5/8'' + 14 \text{ } \varnothing 1/2''$

Refuerzo vertical distribuido en el alma $A_s = 5/8 @ 0.12 \text{ m}$

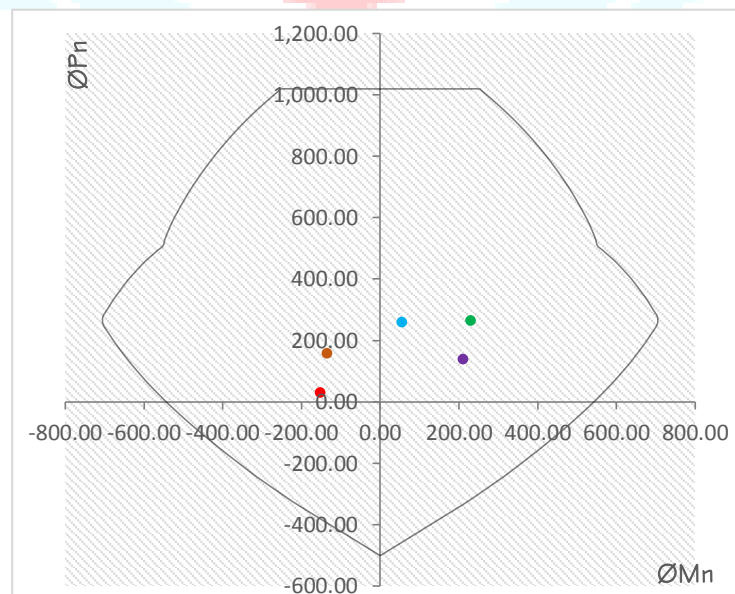


Figura 6.17. Diagrama de interacción de la placa dirección x-x

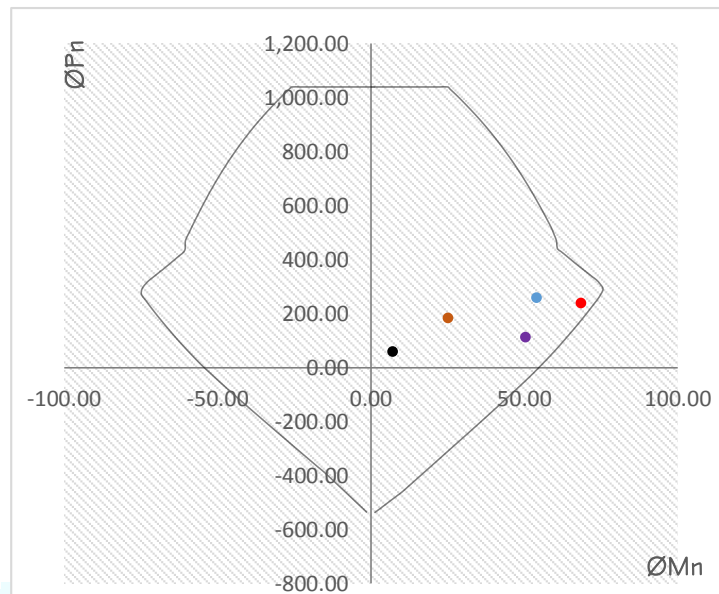


Figura 6.18. Diagrama de interacción de la placa dirección y-y

Como se observa en los diagramas de interacción los pares de carga axial y momento flector satisfacen los requerimientos de flexo-compresión.

6.6.3. DISEÑO POR CORTE

Los muros con esfuerzo de corte debido a la acción de fuerzas coplanares se diseñaran considerando.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

La fuerza cortante V_u obtenida del análisis estructural deberá corregirse con la finalidad de evitar que la falla por corte se produzca antes que la falla por flexión o compresión mediante la siguiente expresión.

$$V_u \geq V_{ua} (M_{ur} / M_{ua}) \times w_t$$

Donde:

V_{ua} = Cortante ultimo proveniente del análisis estructural

M_{ua} = Momento ultimo proveniente del análisis

M_{ur} = Momento nominal de la sección asociada a P_u , obtenido con el refuerzo realmente colocado.

W_t = factor de amplificación dinámica = $0.9 + n/10$; si $n \leq 6$; n número de pisos

Del análisis estructural se obtuvieron los siguientes momentos y cortantes últimos.

Pua	Mua	Mur	Vua
264.71 tn	229.13 tn.m	979.07 tn.m	33.96 tn

$$V_u \geq V_{ua} (M_{ur} / M_{ua}) \times w_t$$

$$V_u \geq 33.96 \text{ tn} (979.07 \text{ tn.m} / 229.13 \text{ tn.m}) \times (0.9 + 5/10)$$

$$V_u \geq 22.41 \text{ tn} (6.03) (1.40)$$

$$V_u \geq 203.15 \text{ t}$$

Resistencia al corte del concreto

La resistencia al corte del concreto podrá evaluarse mediante la siguiente expresión.

$$V_c = A_{cv} (\alpha_c \times \sqrt{f'_c})$$

De donde:

$$\alpha_c = 0.53; \text{ si } h_m / l_m \geq 2 = 18.70\text{m} / 2.70 = 6.93 \geq 2 \text{ conforme}$$

$$A_{cv} = 0.25 \times 2.7$$

$$V_c = A_{cv} (\alpha_c \times \sqrt{f'_c})$$

$$V_c = 0.25\text{m} \times 2.70\text{m} (0.53 \sqrt{280 \times 10 \text{ tn/m}^2})$$

$$V_c = 59.86 \text{ tn}$$

Resistencia al corte del refuerzo:

Cuando V_u exceda a ϕV_c , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte; por lo tanto se tiene que $\phi V_c = 0.85 \times 59.86 \text{ tn} = 50.88 \text{ tn}$.

$V_u \geq \phi V_c$; $203.15 \text{ tn} \geq 50.88 \text{ tn}$ se colocara refuerzo horizontal por corte según la siguiente expresión.

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 203.15\text{tn} / 0.85 - 59.86\text{tn}$$

$$V_s = 179.14 \text{ tn}$$

Cortante Nominal máxima:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} \times t \times d$$

$$V_c + V_s \leq 2.6 \sqrt{280 \times 10} \times 0.25 \times 2.70$$

$$239.0 \text{ tn} \leq 293.67 \text{ tn}$$

Conforme

Refuerzo Horizontal por Corte

$$S = (A_v \times f_y \times d) / V_s$$

$$S = (2 \times 1.27 \text{ cm}^2 \times 4.20 \text{ tn/cm}^2 \times 0.8 \times 270 \text{ cm}) / 179.14 \text{ tn}$$

$$S = 2304.29 \text{ cm} / 162.71$$

$$S = 12.86 \text{ cm}$$

Usar $\varnothing 1/2''$ en dos capas @ 0.15 m para el refuerzo horizontal

Refuerzo Horizontal por Corte en elementos de confinamiento

El refuerzo por corte en los elementos de confinamiento deberá ser el máximo valor de las siguientes expresiones.

$$A_{sh} = 0.3 \times s \times h_c (A_g / A_{ch} - 1) (f'_c / f_y)$$

$$A_{sh} = 0.9 \times s \times h_c (f'_c / f_y)$$

$$\text{Se tiene } h_c = 50 - (2 \times 4 + 0.71) = 41.30 \text{ cm}; \quad b_c = 2 - (2 \times 3 + 0.71) = 18.30 \text{ cm}$$

$$A_{sh1} = 0.3 \times s \times h_c (A_g / A_{ch} - 1) (f'_c / f_y)$$

$$A_{sh1} = 0.3 \times 10 \times 41.30 \text{ cm} [(25 \times 50) / (41.30 \times 18.30) - 1] (280 / 4200)$$

$$A_{sh1} = 5.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \times s \times h_c (f'_c / f_y)$$

$$A_{sh2} = 0.09 \times 10 \text{ cm} \times 41.30 \text{ cm} (280 / 4200)$$

$$A_{sh2} = 2.48 \text{ cm}^2$$

Considerando el Promedio de los valores Usar 6 $\varnothing 3/8''$ @ 0.10 m;

$$A_s = 6 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 4.26 \text{ cm}^2 \geq 3.94 \text{ cm}^2 \text{ Conforme.}$$

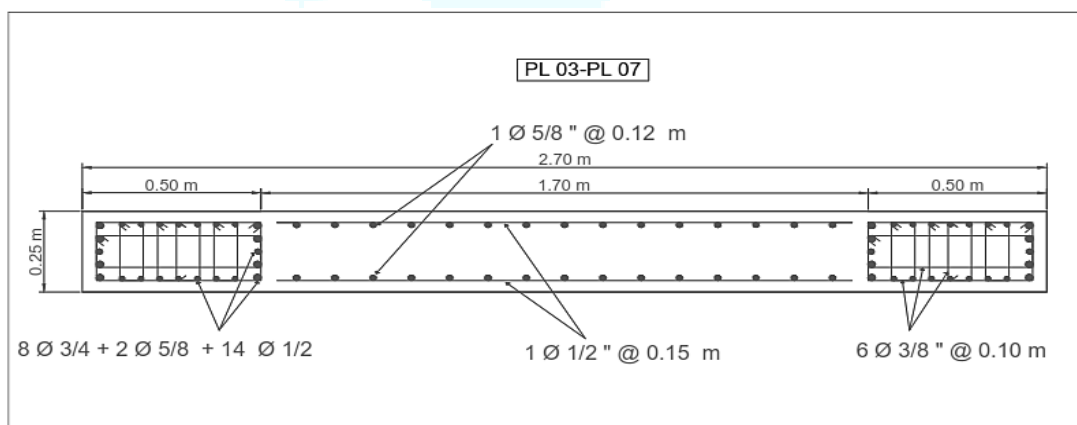


Figura 6.19. Detalle de acero en placa

CAPITULO 7

DISEÑO DE CIMENTACIONES

7.1. Generalidades

Bien se sabe que las cimentaciones son las subestructuras que transmiten las cargas (Fuerzas axiales, momentos y cortantes) de las columnas y muros al terreno de fundación. La resistencia del terreno es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación posee mayor área que su respectiva columna o muro para de esta manera reducir los esfuerzos que se transmiten al suelo, ya que este debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, es decir que no se produzcan deformaciones o asentamientos diferenciales que ocasionen daños en los elementos de la superestructura.

La elección del tipo de cimentación a emplear para cada situación de estudio depende de varios factores como: la resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo (Capacidad portante); la magnitud de las cargas de la columna; ubicación del nivel freático, profundidad de las cimentaciones en edificaciones vecinas; etc.

Teniendo en cuenta las consideraciones de diseño en toda cimentación siempre se busca que las resultantes de las cargas aplicadas coincidan con el centroide de la misma con el fin de uniformizar presiones y que el asentamiento sea uniforme, por ello se asume que la cimentación es rígida, el suelo es homogéneo y elástico.

Según el estudio de suelos realizado para el proyecto, nos encontramos con arenas granulares de grano medio a fino mal graduadas (SP), de compacidad media a muy densa, con baja humedad natural, no influenciado por la napa freática superficial.

Las recomendaciones en cuanto al tipo de cimentación presentes en el estudio de mecánica de suelos, nos indica que se deberán proyectar estructuras de tipo superficial tal como se indica: para platea de cimentación hasta un metro de profundidad con capacidad admisible de 1.11 kg/cm^2 ; para zapatas aisladas hasta 2 m de profundidad y capacidad admisible de 0.98 kg/cm^2 y para cimientos corridos con capacidad admisible de 0.92 kg/cm^2 .

7.2. Análisis-Tipo de Cimentación

Partiendo de los resultados del estudio de mecánica de suelos, se optó por hacer un análisis de los tres tipos de cimentaciones que nos recomienda el geotecnista, y de esta manera adoptar la solución que tenga el mejor comportamiento estructural frente a las características de la superestructura y el terreno de fundación del proyecto.

Zapatas Aisladas; por lo general estas son empleadas en terrenos cuya capacidad admisible es muy buena, lo cual no es nuestro caso ya que nuestra capacidad admisible está por debajo de 0.98 Kg/cm^2 , al ser dimensionadas se obtuvieron anchos relativos de hasta 3.50 m por lo que en su totalidad ocupaban más del 75 % del área total del terreno y se traslapaban unas con otras, considerándose no aplicables por la limitación de espacio.

Cimientos Corrido, Zapatas combinadas y conectadas; Se estudiaron como segunda opción, ya que estas permitirían controlar los momentos de volteo originados por la aplicación de cargas excéntricas en columnas esquineras y medianeras, sin embargo la magnitud de estas cargas son tal que las dimensiones de las zapatas combinadas eran considerables y seguían traslapándose con las adyacentes, considerándose tampoco aplicables por la limitación de espacio.

Plataea de Cimentación; En vista que las cimentaciones aisladas y combinadas no resultaron aplicables, se consideró la platea de cimentación como solución óptima ya que si bien es cierto no es la más económica, ofrecen mayor rigidez al conjunto y un mejor comportamiento estructural en suelos de capacidad admisible muy limitante, reduciendo los asentamientos diferenciales en caso de haber columnas o muros con cargas elevadas como es el caso del presente proyecto.

De los tipos de losas de cimentación existentes se ha considerado el uso de losas de cimentación maciza por su simplicidad de ejecución, alternativamente el posible uso de vigas de cimentación junto al borde superior e inferior de la losa si es que los esfuerzo sobre el concreto son elevados además para lograr incrementar la rigidez del conjunto.

7.3. Diseño Platea de Cimentación Maciza

Datos de diseño, características mecánicas del suelo y cargas Axiales de Diseño para cada columna y muro.

Tabla 7.1. Valores de Capacidad admisible para plateas

 GEOCONSUL NORTE S.R.L. GEOLOGÍA, GEOTECNIA CONSULTORES NORTE S.R.L. Especialistas en Geología, Geotecnia y Mecánica de Suelos						
CAPACIDAD PORTANTE y PRESION DE TRABAJO						
SOLICITA	:	Br. Ing° EDGAR JIMENEZ SAAVEDRA				
OBRA	:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES				
LUGAR	:	CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO				
MUESTRA	:	Mz "N-3" Lte.7 Urb. LAS COLINAS DEL CHIRA (ADUS - SULLANA) -				
FECHA	:	CALICATA C - 1				
	:	PIURA, 5 DE MARZO DEL 2016				
TIPO DE ESTRUCTURA	Df m	B m	N	Se m.	Qc (q ult.) Kg/cm ²	Pt (q adm.) Kg/cm ²
PLATEA DE CIMENTACION	1.50	10.00	9	0.0250	3.34	1.11
	1.50	10.00	15	0.0250	5.66	1.89
	2.00	10.00	21	0.0250	8.05	2.68
	2.50	10.00	23	0.0250	8.95	2.98
	3.00	10.00	25	0.0250	9.87	3.29
	1.00	12.00	9	0.0250	3.32	1.11
	1.50	12.00	15	0.0250	5.61	1.87
	2.00	12.00	21	0.0250	7.96	2.65
	2.50	12.00	23	0.0250	8.83	2.94
	3.00	12.00	25	0.0250	9.73	3.24
	1.00	15.00	9	0.0250	3.31	1.10
	1.50	15.00	15	0.0250	5.57	1.86
	2.00	15.00	21	0.0250	7.88	2.63
	2.50	15.00	23	0.0250	8.72	2.91
	3.00	15.00	25	0.0250	9.58	3.19
DONDE: Df : PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Qc : CAPACIDAD PORTANTE (q ult.) Pt : PRESION DE TRABAJO : Qc/F (CAPACIDAD ADMISIBLE q adm.)						

Fuente: Estudio de Mecánica de Suelos del Proyecto Multifamiliar

Tabla 7.2. Propiedades mecánicas de Diseño

Tipo de Suelo		Arenas de grano medio a fino Mal Graduadas(SP)-de Compacidad media a muy Densa y con baja humedad natural, no influenciado por napa freática superficial.			
f'c =	4,200.00 kg/cm2		γ t =	2.55 tn/m3	
fy =	210.00 kg/cm2		γc =	2.40 tn/m3	
S/C =	0.20 tn/m2		Df =	1.20 m	
B =	9.00 m		qa =	14.20 tn/m2	
L =	21.00 m		Balasto =	0.310 kg/cm2	

7.3.1. Diseño método Directo

Las losas de cimentación se analizan a través de métodos aproximados, como el método rígido convencional y el método flexible Aproximado, además usando elementos finitos, con el criterio siempre que las dimensiones en planta deben ser tales que su centro de gravedad coincida con la resultante de las cargas aplicadas y como máximo que esta última tenga su punto de aplicación dentro del núcleo central ya que se busca evitar el riesgo de asentamientos diferenciales.

Para el proyecto se hará el diseño mediante el método flexible ya que para el método rígido se asume que la platea es sumamente rígida y debe cumplir ciertas condiciones, las cuales según nuestra configuración estructural no se cumplen, como es el caso de que las cargas y distancias entre columnas o placas adyacentes varían más del 20 % entre sí; Posterior a ello se verificara el diseño haciendo uso del programa Safe 2016.

Método Flexible Aproximado

Este método supone que el suelo está formado por un conjunto infinito de resortes individuales e independientes entre sí, cuyas constantes elásticas corresponden al coeficiente de reacción del suelo, o módulo de balasto k .

1.-Determinamos del espesor de la losa, verificando corte y punzonamiento para la columna o placa más cargada.

Separación máxima entre columnas $L = 4.65 \text{ m}$

$$h_z = (1.60 L - 1) / 10$$

$$h_z = (1.60 \times 4.65 \text{ m} - 1) / 10$$

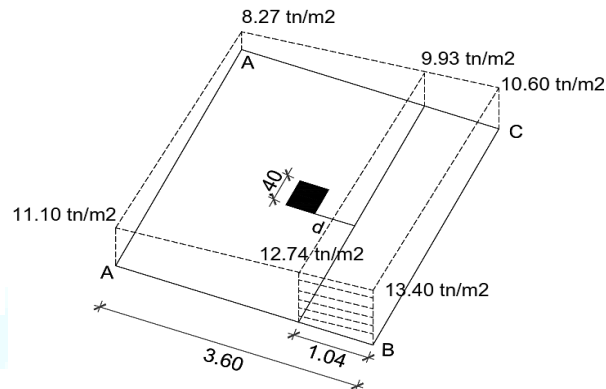
$$h_z = 0.65 \text{ m}$$

Verificación por Corte

La resistencia de concreto al corte por flexión se debe verificar en la sección crítica del elemento, para el caso de columnas y muros de concreto esta se ubica una distancia “ d ” de su cara, se deberá verificar que la fuerza cortante aplicada (V_u) sea menor a la capacidad a cortante del concreto de la losa. (ϕV_c).

Con la máxima combinación de cargas se calcularon los siguientes esfuerzos en las fibras extremas del cimiento, la obtención de la cortante última se promediara de los obtenidos a una distancia “d” del elemento.

(Columna N° 11)



$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{210} \times 10 \times 3.60 \times (0.65 - 0.075)$$

$$\phi V_c = 135.14 \text{ tn}$$

$$V_u = [(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) / 4] \times L \times (L_v - d)$$

$$V_u = [(12.74 + 13.40 + 10.60 + 9.93) / 4] \times 3.60 \times 1.04$$

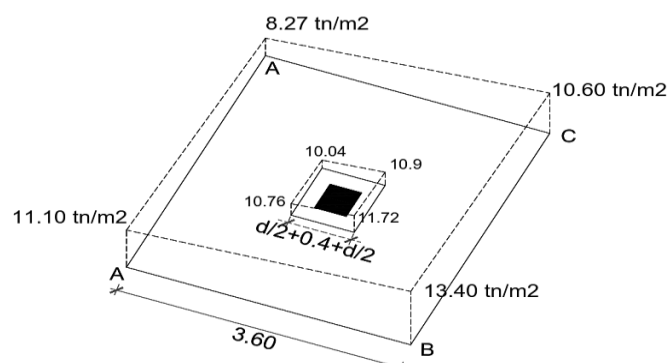
$$V_u = 43.68 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow 135.14 \text{ tn} \geq 43.68 \text{ tn} \text{ Conforme}$$

Verificación por Punzonamiento

La sección crítica para este caso se encuentra definida por cuatro rectas paralelas a los lados de la columna, ubicadas a d/2 de la cara.

(Columna N° 11)



$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \sqrt{210 \times 10} \times 3.84 \times (0.65 - 0.075)$$

$$\phi V_c = 288.29 \text{ tn}$$

$$V_u = [(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4) / 4] \times (0.4 + d) \times (0.4 + d)$$

$$V_u = [(10.76 + 11.72 + 10.6 + 10.04) / 4] \times 0.96 \times 0.96$$

$$V_u = 9.98 \text{ tn}$$

$$V_u \text{ efectivo} = 140.41 \text{ tn} - 9.98 \text{ tn} = 130.43$$

$$\phi V_c \geq V_u \rightarrow 288.29 \text{ tn} \geq 130.43 \text{ tn} \text{ Conforme}$$

2.-Determinar la rigidez a flexión (D), de la platea:

$$D = E_c d^3 / [12(1 - \nu^2)]$$

$$D = 15000 \sqrt{210} \times 65^3 / [12(1 - 0.20^2)]$$

$$D = 5181893670 \text{ kg.cm}$$

3.-Cálculo del cociente de Rigidez Efectiva (L_e):

$$1/\lambda = L_e = (D / k_s)^{1/4}$$

$$1/\lambda = L_e = (5181893670 / 7)^{1/4}$$

$$1/\lambda = L_e = 164.95 \text{ cm}$$

$$L_r = 4L_e = 4(164.95) \text{ cm} = 659.79 \text{ cm}$$

$$L_r = 660 \text{ cm}$$

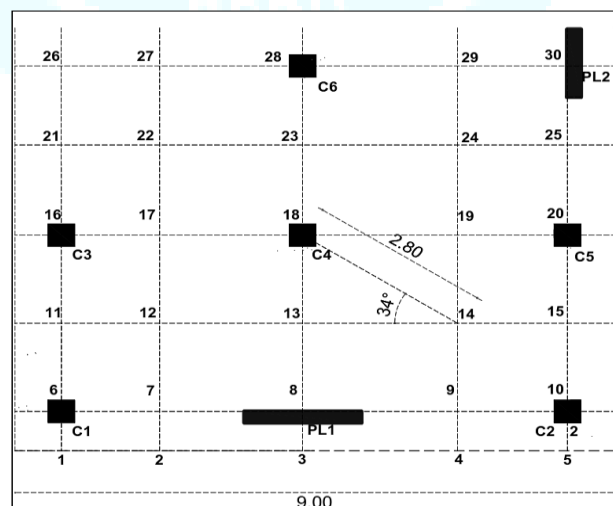


Figura 7.1. Esquema de nudos para Cálculo de Momentos

4.-Cálculo de Cortantes y Momentos: Nudo 14

De la figura, se determina el valor de r , que viene a ser la distancia desde un punto de aplicación de carga, que en esta ocasión sería el punto 14.

$$r = 2.80 \text{ m}$$

Luego determinamos el valor del coeficiente, x :

$$x = r/L_e = 280 \text{ cm} / 164.95 \text{ cm} = 1.70$$

Los factores Z_2, Z'_2, Z_1, Z'_1 de la figura son respectivamente:

$$Z_2 = -0.01$$

$$Z'_2 = 0.145$$

$$Z_1 = 0.180$$

$$Z'_1 = -0.170$$

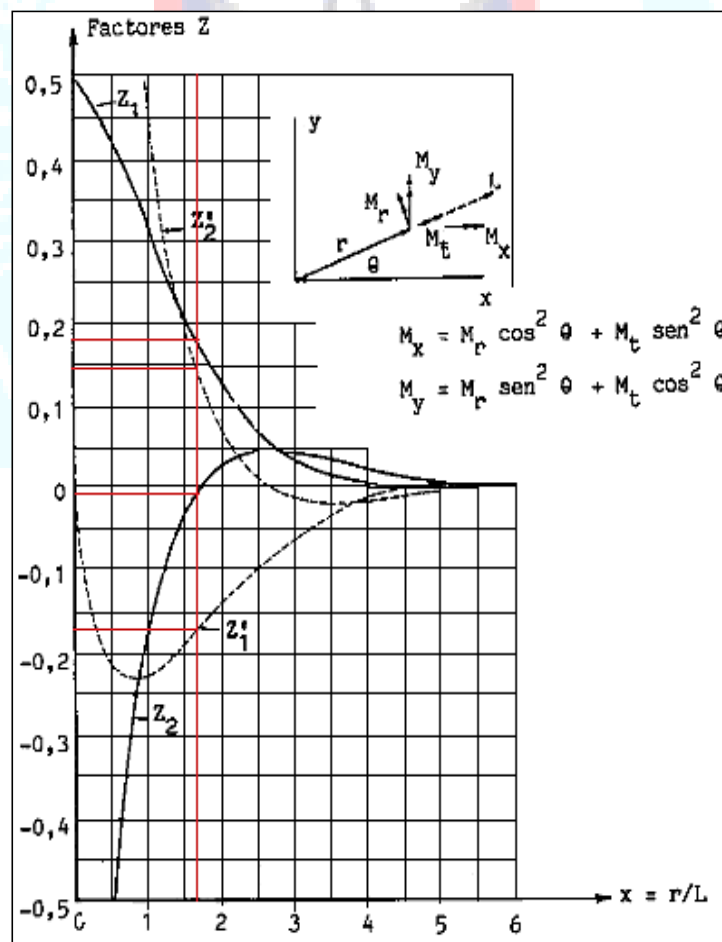


Figura 7.2. Valores de Z_2, Z'_1, Z'_2

Fuente: Suelos, Fundaciones y Muros (María Graciela Fratelli; 1993)

Considerando la participación de solamente la carga de la columna C4 en el nudo 14, los cortantes y momentos radiales y tangenciales son;

$$M_r = -P/4 [Z_2 - ((1-\nu)/x) (Z'_1)]$$

$$M_r = -75460 \text{ kg} / 4 [-0.01 - ((1-0.2)/1.70) (-0.170)]$$

$$M_r = -1320.55 \text{ kg.cm}$$

$$M_t = -P/4 [\nu Z_2 + ((1-\nu)/x) (Z'_1)]$$

$$M_t = -75460 \text{ kg} / 4 [0.20 \times -0.01 + ((1-0.2)/1.70) (-0.170)]$$

$$M_t = +1546.93 \text{ kg.cm}$$

$$V = -(P/4Le) (Z'_2)$$

$$V = -(75460 \text{ kg} / 4 \times 164.95) (0.145)$$

$$V = -16.58 \text{ kg}$$

Finalmente, los momentos en las direcciones principales de análisis, X y Y, se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$M_x = M_r \cos^2 (\Theta) + M_t \sin^2 (\Theta)$$

$$M_x = (-1320.55) \cos^2 (34) + (1546.93) \sin^2 (34)$$

$$M_x = -518.84 \text{ kg.cm}$$

$$M_y = M_r \sin^2 (\Theta) + M_t \cos^2 (\Theta)$$

$$M_y = (-1320.55) \sin^2 (34) + (1546.93) \cos^2 (34)$$

$$M_y = 745.22 \text{ kg.cm}$$

Se ha calculado todo para el efecto que producirá la carga de la columna C4; sin embargo, vemos que alrededor hay más cargas, por lo que se debería realizar el mismo cálculo para los efectos de las demás cargas y aplicar el método de superposición para determinar los efectos totales en el punto.

7.3.2. Diseño de platea con safe

Las cargas de diseño fueron exportadas directamente del ETABS, para el dimensionamiento de la platea se tendrá en cuenta solo cargas de gravedad.

Cuadro 7.1. Resumen de Cargas en elementos verticales

Elemento	x (m)	y (m)	PD	PL	Peso(Tn)	P.X(Tn.m)	P.Y(Tn.m)
C1	0.70	0.70	65.43	9.78	75.21	52.65	52.65
PL1	4.33	0.60	87.36	10.52	97.88	423.84	58.73
C2	8.30	0.70	36.34	5.58	41.91	347.89	29.34
C3	0.70	3.80	71.94	10.74	82.68	57.88	314.18
C4	4.30	3.80	43.94	6.30	50.24	216.04	190.92
C5	8.30	3.80	28.46	2.95	31.41	260.73	119.37
C6	4.30	6.82	44.19	4.50	48.69	209.38	332.09
P2	8.40	6.83	42.65	4.39	47.04	395.10	321.02
P3	1.75	8.78	93.80	14.92	108.73	190.27	954.62
P4	4.30	8.73	28.73	3.73	32.47	139.60	283.43
P5	6.40	9.18	30.24	2.17	32.41	207.40	297.49
C7	8.30	9.15	65.33	10.27	75.60	627.46	691.87
P6	7.28	10.05	14.53	0.59	15.12	110.08	151.96
P7	1.75	11.38	73.53	11.81	85.34	149.34	971.17
P8	4.30	11.38	27.64	3.54	31.18	134.08	354.84
P9	6.40	10.93	28.01	1.88	29.89	191.27	326.65
C8	8.30	10.95	35.09	3.89	38.98	323.54	426.92
C9	4.30	13.80	46.53	5.11	51.64	222.04	712.58
P10	8.40	13.33	38.92	3.74	42.65	358.30	568.37
C10	0.70	16.32	35.66	3.73	39.38	27.57	642.75
C11	4.30	16.32	73.21	11.39	84.60	363.80	1,380.73
C12	8.30	16.32	39.23	4.22	43.45	360.64	709.11
C13	0.70	20.30	19.03	1.97	21.00	14.70	426.37
P11	4.33	20.40	68.57	8.15	76.71	332.17	1,564.98
C14	8.30	20.30	20.29	2.34	22.64	187.88	459.51
					1,306.86	5,903.65	12,341.65

$$\bar{x} = \frac{5,903.65 \text{ tn.m}}{1,306.86 \text{ tn}} = 4.61 \text{ m}$$

$$\bar{y} = \frac{12,341.85 \text{ tn.m}}{1,306.86 \text{ tn}} = 9.75 \text{ m}$$

$$Azap = \frac{\sum P_i}{q_{\text{neta}}} = \frac{1,306.86 \text{ tn.m}}{11.00 \text{ tn/m}^3} = 118.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Área terreno} = 9 \text{ m} \times 21 \text{ m} = 189 \text{ m}^2 \text{ Conforme}$$

Teniendo un área inicial de cimentación, se hizo la verificación de presiones en condiciones de servicio para solicitaciones de cargas de gravedad y sismo, además se verifico el corte por punzonamiento que sea resistido solo por el concreto, para un espesor de losa inicial de 50 cm y módulo de balasto de 0.310 kg/cm³.

7.3.2.1 Verificación de Presiones

Condición de servicio 1 (Cargas de Gravedad) Cm + Cv

$$q_{neta} = q_a - (s/c + \gamma_{prom} \times df)$$

$$q_{neta} = 1.42 \text{ kg/cm}^2 - (0.020 \text{ kg/cm}^2 + 0.0025 \text{ kg/cm}^3 \times 120 \text{ cm})$$

$$q_{neta} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{neta} = 1.10 \text{ kg/cm}^2 > 1.091 \text{ kg/cm}^2 \text{ Conforme}$$

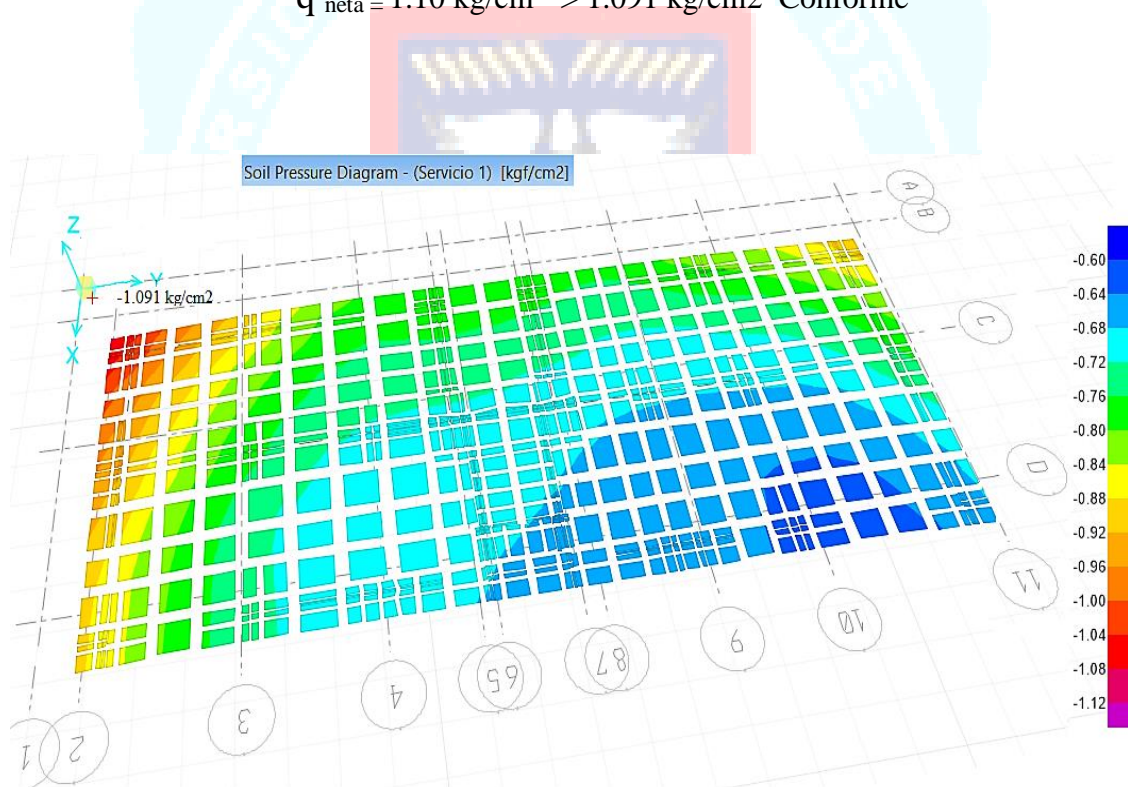


Figura 7.3. Presiones admisibles máximas- condición de servicio Cm+Cv

Condición de servicio3 (Cargas de Gravedad+Sismo) Cm + Cv + Cs

$$q_{neta} = q_a - (s/c + \gamma_{prom} \times df)$$

$$q_{neta} = 1.42 \times 1.33 \text{ kg/cm}^2 - (0.020 \text{ kg/cm}^2 + 0.0025 \text{ kg/cm}^3 \times 120 \text{ cm})$$

$$q_{neta} = 1.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{neta} = 1.56 \text{ kg/cm}^2 > 1.425 \text{ kg/cm}^2 \text{ Conforme}$$

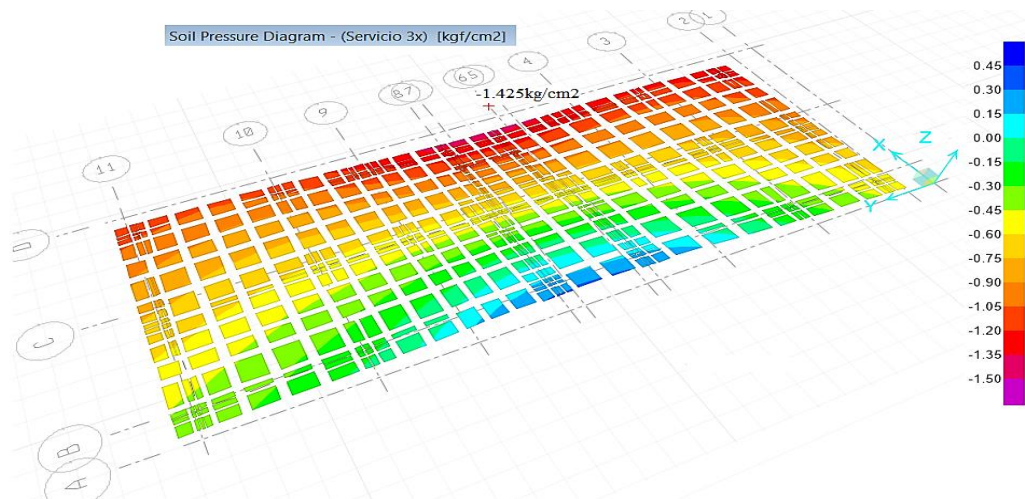


Figura 7.4. Presiones admisibles máximas- condición de servicio $C_m + C_v + C_s$

7.3.2.2 Verificación por Punzonamiento

Se requiere que el concreto solo soporte los esfuerzos de corte por punzonamiento, si no fuera el caso se incrementara el espesor de la losa, para el espesor de 0.5 m se obtuvieron los siguientes valores:

Para elementos unidos mediante vigas de cimentación no será necesario verificar el punzonamiento ya que la viga absorberá los máximos esfuerzos de corte.

En el caso de las columnas C2, C5, C12 y C14 se obtuvo una relación de corte máxima igual a 0.55 que representa la relación del esfuerzo cortante actuante sobre el esfuerzo cortante que resiste la sección, cuyos valores tienen que ser menores o iguales que uno para cumplir con los requerimientos de diseño.

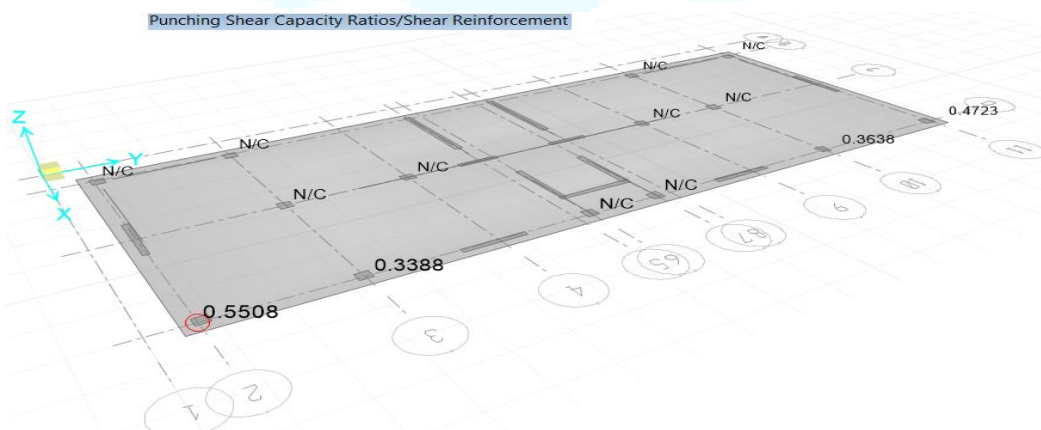


Figura 7.5. Punzonamiento en columnas y placas

7.3.2.3 Franjas de Diseño

Para el cálculo de momentos y cortantes se subdividió el área en franjas de diseño para ambas direcciones, considerando como principales aquellas que unen elementos de apoyo, ya que en estas el cálculo de cortantes se hará por transferencia de momentos.

7.3.2.4 Momentos de Diseño

Del análisis se obtuvieron momentos máximos para cada franja de diseño según la dirección de análisis, sin embargo se vio en la necesidad de reducir estos momentos con vigas de cimentación en las zonas más críticas, debido a que existía demasiado congestión de refuerzo con espaciamientos muy cortos entre varillas, consiguiendo valores que permitan una correcta ejecución en cuanto a proceso constructivo.

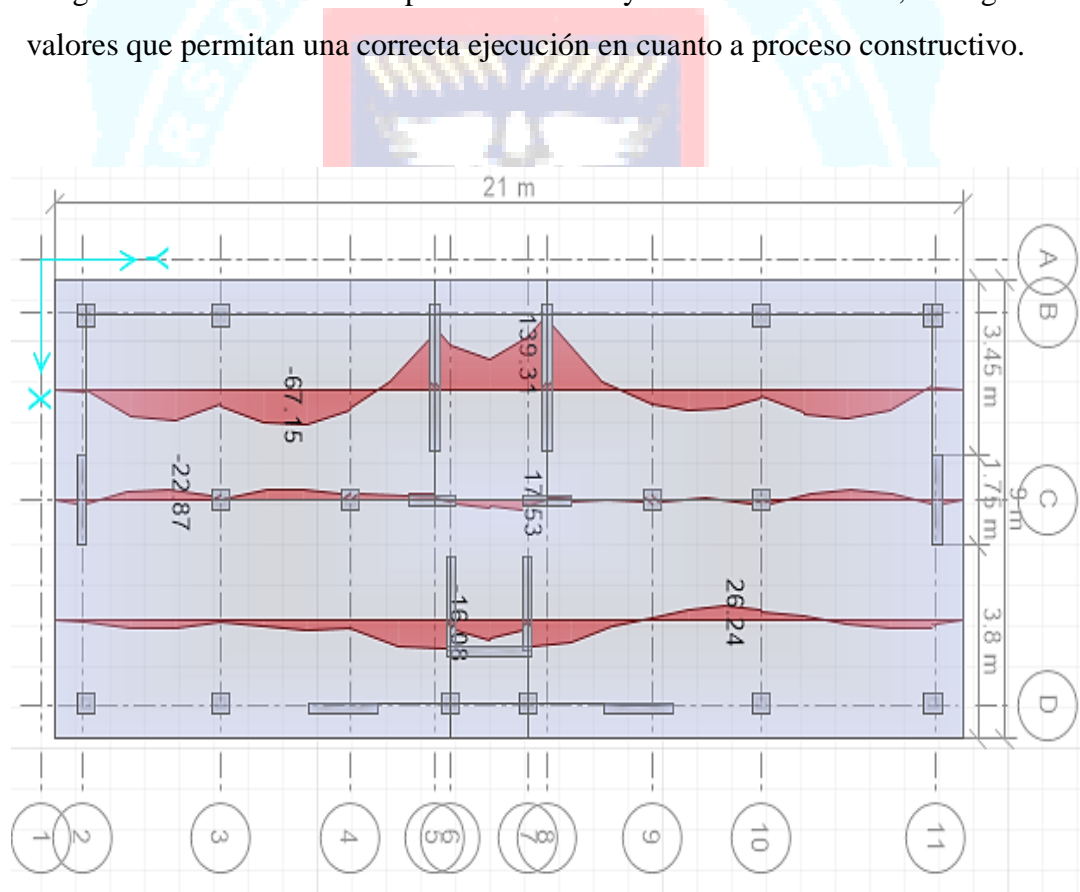


Figura 7.6. Momentos de diseño Dirección y-y

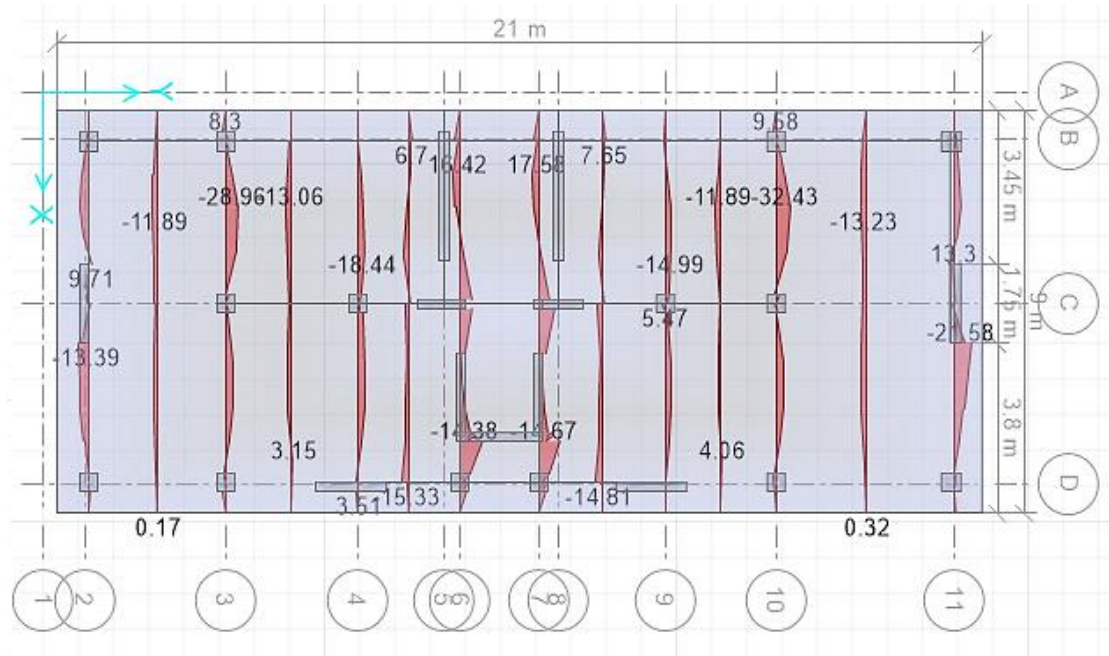


Figura 7.7. Momentos de diseño Dirección x-x

Con los momentos obtenidos se calcularon los aceros requeridos para cada franja de diseño en cada dirección.

Cuadro 7.2. Diseño de acero dirección y-y

Datos	Dirección eje y-y		
	Franja N°01	Franja N°02	Franja N°03
Condición	1.25(cm+cv)-csx	0.9cm-csy	1.25(cm+cv)-csy
Mu (kg)	139.31	70.19	141.16
b (cm)	345	175	380
d(cm)	40.91	40.91	40.91
As1(cm2)	100.1	50.43	101.43
a1	6.83	6.78	6.28
As2 (cm2)	98.29	49.49	98.87
a2	6.7	6.65	6.12
As final(cm2)	99.20	49.96	100.15
N° varillas			
5/8"(1.98)	50.00	25.00	51.00
3/4" (2.85)	35.00	18.00	35.00
1"(5.07)	20.00	10.00	20.00
Espaciamiento			
1	6.89	6.98	7.45
2	9.93	9.85	10.96
3	17.76	18.61	19.61
Diseño Final			
	1Ø 1" @ 0.15m	1Ø 1" @ 0.15m	1Ø 1" @ 0.20m

Cuadro 7.3. Diseño de acero dirección x-x

Datos	Dirección eje x-x						
	Franja N°01	Franja N°02	Franja N°03	Franja N°04	Franja N°05	Franja N°06	Franja N°07
Combinación Crítica	1.4cm+1.7cv	1.25(cm+cv)+csx	1.25(cm+cv)+csx	1.25(cm+cv)+csy	1.25(cm+cv)-csx	1.25(cm+cv)-csy	0.9cm+csx
Mu (kg)	22.6	11.91	25.69	13.61	32.69	17.84	43.22
b (cm)	174	104	204	105	160	70.3	187.6
d(cm)	40.91	40.91	40.91	40.91	40.91	40.91	40.91
As1(cm2)	16.24	8.56	18.46	9.78	23.49	12.82	31.05
a1	2.20	1.94	2.13	2.19	3.45	4.29	3.89
As2 (cm2)	15.02	7.89	17.06	9.04	22.07	12.17	29.35
a2	2.03	1.78	1.97	2.03	3.25	4.07	3.68
As final(cm2)	15.63	8.22	17.76	9.41	22.78	12.50	30.20
N° varillas							
5/8"(1.98)	8.00	4.00	9.00	5.00	12.00	6.00	15.00
3/4" (2.85)	5.00	3.00	6.00	3.00	8.00	4.00	11.00
1"(5.07)	3.00	2.00	4.00	2.00	4.00	2.00	6.00
Espaciamiento							
1	23.79	32.17	24.56	24.38	13.86	12.56	12.86
2	41.63	48.25	39.30	48.75	21.79	20.93	18.01
3	83.25	96.50	65.50	97.50	50.83	62.80	36.02
Diseño Final	1Ø 5/8" @ 0.20 m				1Ø 5/8" @ 0.12 m		1Ø 3/4" @ 0.15 m

Cuadro 7.4. Diseño de acero dirección x-x

Datos	Dirección eje x-x						
	Franja N°08	Franja N°09	Franja N°10	Franja N°11	Franja N°12	Franja N°13	Franja N°14
Combinación Crítica	0.9cm+csx	0.9cm-csy	1.25(cm+cv)+csy	1.25(cm+cv)-csx	1.25(cm+cv)-csx	1.4cm+1.7cv	0.9cm+csx
Mu (kg)	41.29	19.35	22.82	11.89	32.43	13.3	28.51
b (cm)	187.5	75	160	103	237.6	135	197
d(cm)	40.91	40.91	40.91	40.91	40.91	40.91	40.91
As1(cm2)	29.67	13.90	16.40	8.54	23.30	9.56	20.48
a1	3.72	4.36	2.41	1.95	2.31	1.67	2.45
As2 (cm2)	27.97	13.22	15.20	7.88	21.58	8.78	19.00
a2	3.51	4.15	2.24	1.80	2.14	1.53	2.27
As final(cm2)	28.82	13.56	15.80	8.21	22.44	9.17	19.74
N° varillas							
5/8"(1.98)	15.00	7.00	8.00	4.00	11.00	5.00	10.00
3/4" (2.85)	10.00	5.00	6.00	3.00	8.00	3.00	7.00
1"(5.07)	6.00	3.00	3.00	2.00	4.00	2.00	4.00
Espaciamiento							
1	12.86	11.25	21.79	31.83	23.01	31.88	21.06
2	20.00	16.88	30.50	47.75	32.87	63.75	31.58
3	36.00	33.75	76.25	95.50	76.70	127.50	63.17
Diseño Final							
	1Ø 3/4" @ 0.15 m	1Ø 5/8" @ 0.12 m	1Ø 5/8" @ 0.20 m				

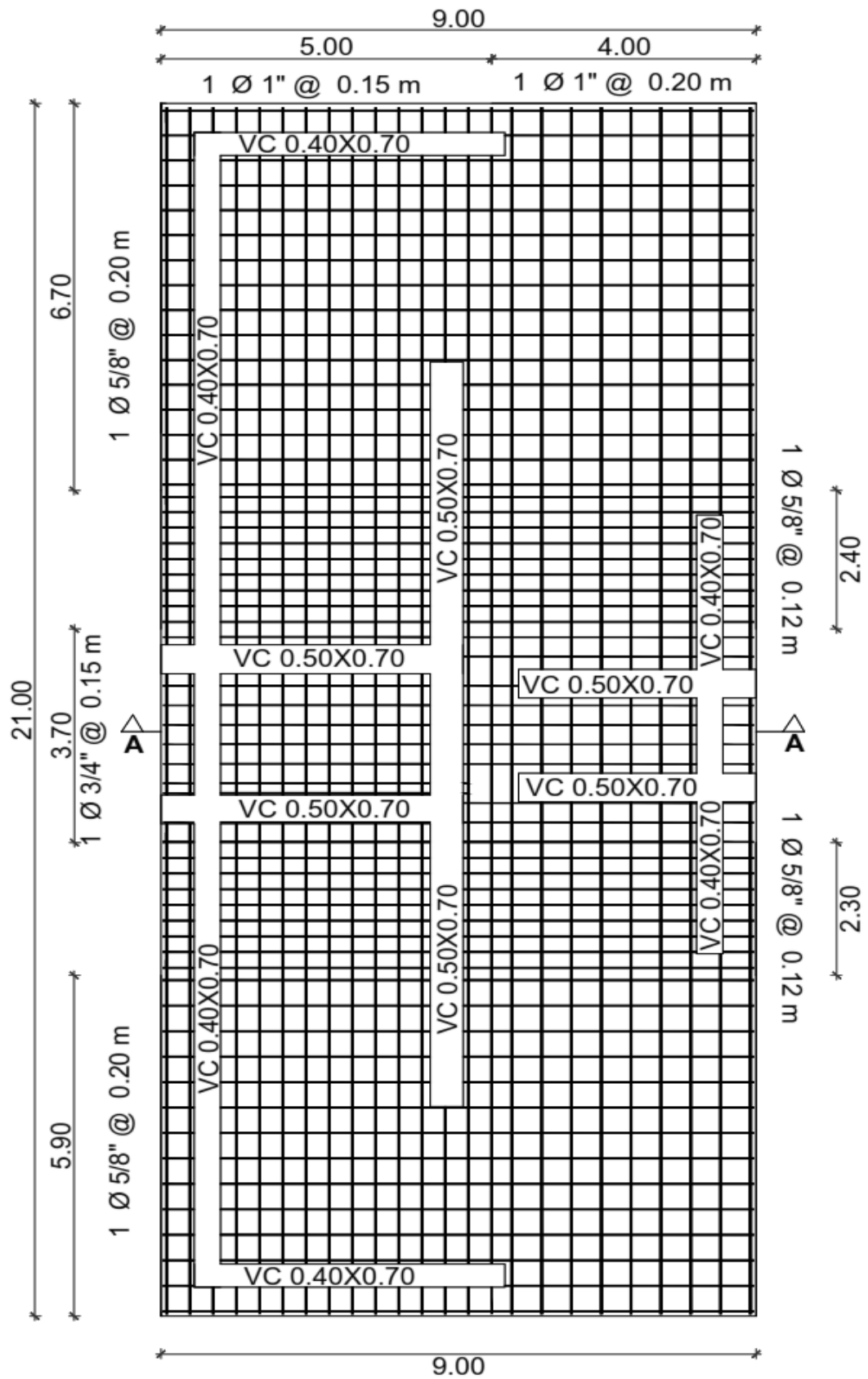


Figura 7.8. Detalle de acero platea de cimentación

7.4. Diseño de vigas de Cimentación

El uso de vigas de cimentación se vio obligado debido a que superábamos la presión admisible del terreno en ciertos puntos del área a cimentar, además se recomienda el uso para incrementar la rigidez del conjunto y resistir mejor los momentos flectores que se transmiten al pie de diferentes columnas y placas, que soportan cargas considerables como el caso de aquellas que soportan el tanque elevado entre otras.

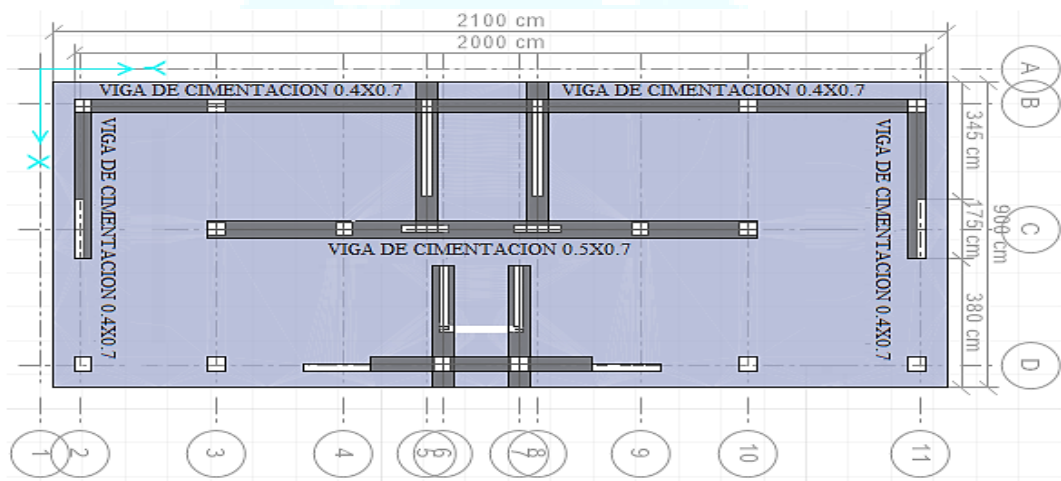


Figura 7.9. Distribución de vigas de cimentación

7.4.1. Momentos de Diseño

Del análisis se obtuvieron los máximos momentos actuantes en las vigas tanto positivos como negativos, Como ejemplo se Diseñaran las vigas de los ejes B, C y D para sus condiciones más críticas.

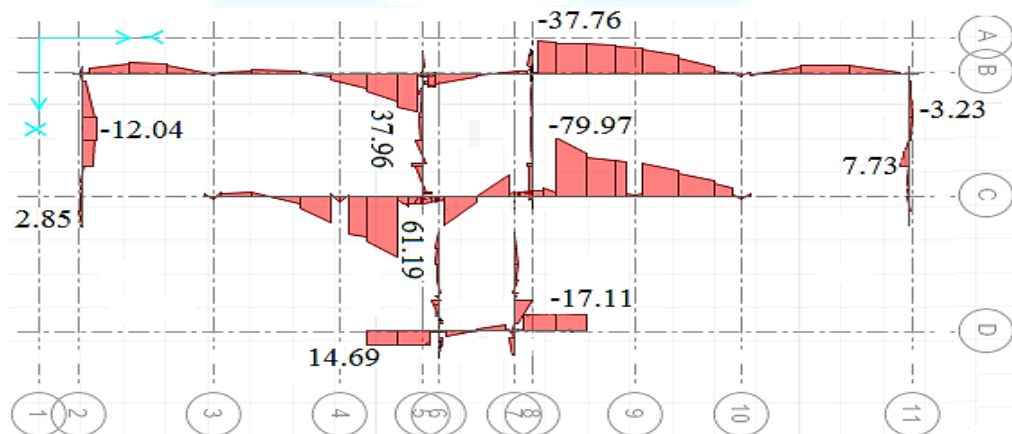


Figura 7.10. Momentos de diseño en viga de cimentación

Cuadro 7.3. Resumen de momentos en viga de cimentación

Combinaciones	Resumen de momentos Máximos					
	M+			M-		
	B	C	D	B	C	D
1.4cm+1.7cv	7.07	4.5	0.58	-16.73	-16.78	-3.29
1.25(cm+cv)+csx	19.62	4	25.5	-53.14	-17.46	-1.06
1.25(cm+cv)-csx	52.03	19.2	0	-23.65	-15.23	-29.49
0.9cm+csx	16.95	3.82	26.57	-53.3	-17.65	0
0.9cm-csx	51.86	19.01	0	-19.34	-10.47	-28.43
1.25(cm+cv)+csy	31.65	73.15	17.29	-35.54	-64.23	-19.98
1.25(cm+cv)-csy	37.96	61.19	14.69	-32.75	-79.97	-17.11
0.9cm+csy	31.48	74.63	17.35	-36.37	-63.62	-18.8
0.9cm-csy	37.13	61.8	15.7	-32.92	-78.49	-16.58

7.4.2. Diseño por Flexión

Cuadro 7.4. Diseño de refuerzo en viga

Datos	°Viga eje B		Viga eje C		Viga eje D	
	M+	M-	M+	M-	M+	M-
Mu (kg)	52.03	53.3	74.63	79.97	26.57	28.43
b (cm)	40	40	50	50	40	40
d(cm)	60.59	60.59	60.59	60.59	60.59	60.59
As1(cm2)	25.24	25.86	36.21	38.80	12.89	13.79
a1	14.85	15.21	17.04	18.26	7.58	8.11
As2 (cm2)	25.89	26.61	37.92	41.11	12.38	13.30
a2	15.23	15.65	17.84	19.35	7.28	7.83
As final(cm2)	25.57	26.24	37.06	39.95	12.63	13.55
N° varillas						
5/8"(1.98)	13.00	13.00	19.00	20.00	6.00	7.00
3/4" (2.85)	9.00	9.00	13.00	14.00	4.00	5.00
1"(5.07)	5.00	5.00	7.00	8.00	2.00	3.00
Diseño Final	5 Ø 1"	5 Ø 1"	8 Ø 1"	8 Ø 1"	5 Ø 3/4"	5 Ø 3/4"

7.4.3. Diseño por Corte

Viga Eje C; Vu = 44.72 tn

Resistencia al corte del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \times 10 \times 0.5 \times 0.6059$$

$$V_c = 23.27 \text{ tn}$$

Resistencia al corte del Refuerzo Transversal:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u / \phi - V_c \leq V_s$$

$$44.72 \text{ tn} / 0.85 - 23.27 \text{ tn} \leq V_s$$

$$29.34 \text{ tn} \leq V_s$$

Aporte máximo del Refuerzo Transversal:

$$V_s \text{ máx.} \leq 2.10 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_s \text{ máx.} \leq 2.10 \sqrt{210} \times 10 \times 0.5 \times 0.6059$$

$$V_s \text{ máx.} \leq 92.19 \text{ tn}$$

$$V_s \leq V_s \text{ máx.}$$

$$29.34 \text{ tn} \leq 92.19 \text{ tn} \text{ Conforme}$$

Espaciamiento máximo del Refuerzo Transversal:

$$V_s \leq 1.10 \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$29.34 \text{ tn} \leq 1.10 \sqrt{210} \times 10 \times 0.5 \times 0.6059$$

$$29.34 \text{ tn} \leq 48.29 \text{ tn}$$

$$\text{Por lo tanto } s \leq d/2$$

$$s \leq 0.6059 / 2$$

$$s \leq 30 \text{ cm, Consideraremos un } s = 18 \text{ cm}$$

Requerimiento de Refuerzo transversal:

$$A_v = (V_s \times s) / (f_y \times d)$$

$$A_v = (29.34 \times 10^3 \times 18) / (4200 \times 60.59)$$

$$A_v = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 1 \text{ } \emptyset 5/8" @ 0.18 \text{ m}$$

Usar:

$$\text{Viga Eje B: } 1 \text{ } \emptyset 1/2" @ 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Viga Eje C: } 1 \text{ } \emptyset 5/8" @ 0.18 \text{ m}$$

$$\text{Viga Eje D: } 1 \text{ } \emptyset 1/2" @ 0.30 \text{ m}$$

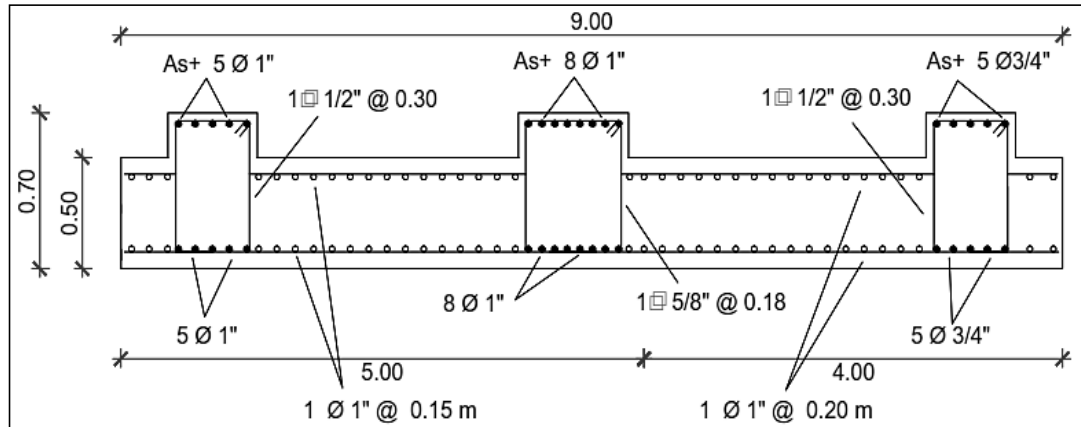


Figura 7.11. Detalle de acero longitudinal en vigas de cimentación

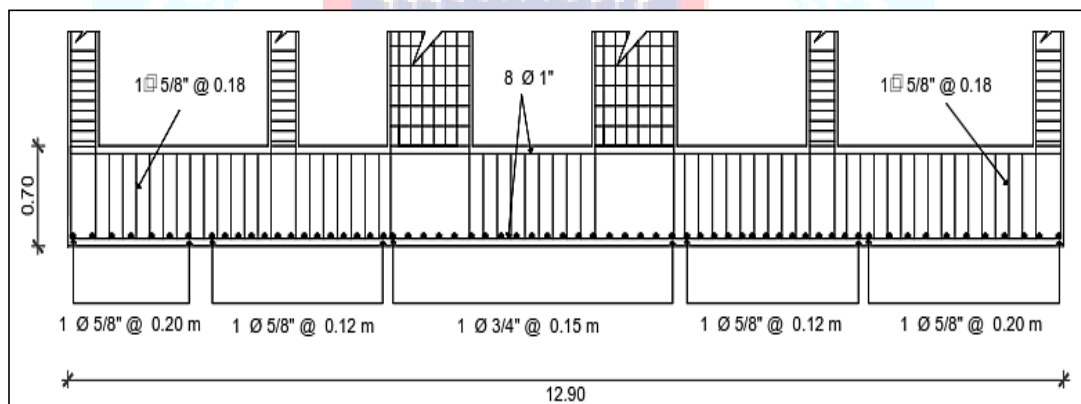


Figura 7.12. Detalle de acero transversal enviga eje C

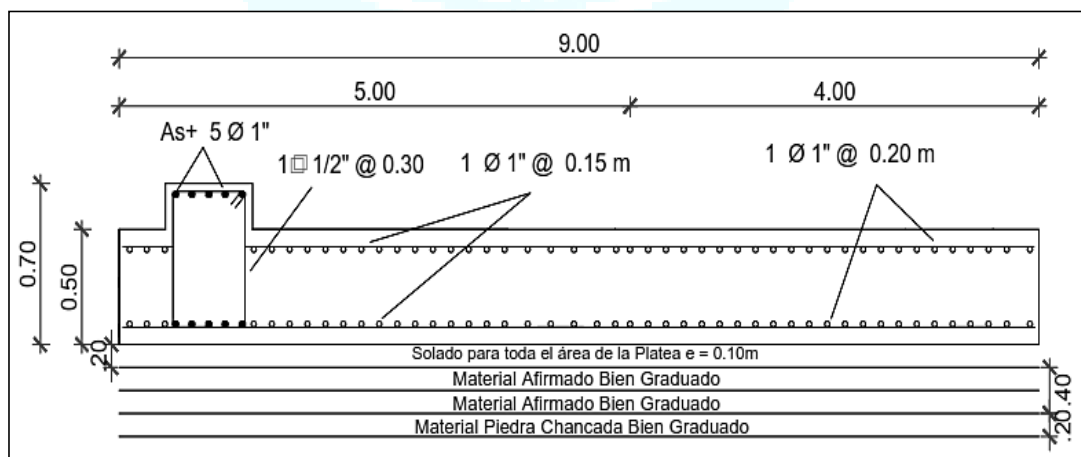


Figura 7.13. Detalle de refuerzo en viga y platea de cimentación

CAPITULO 8

DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

8.1.DISEÑO DE ESCALERAS

8.1.1 Generalidades

Las escaleras son elementos importantes de las edificaciones por ello deben de ser analizadas con detenimiento, no solo como una estructura aislada en sí, sino como parte de un todo especialmente para requerimientos sísmicos, ya que estas serán indispensables para la evacuación de los habitantes en caso de siniestros.

Existen distintos tipos de escaleras, en el caso de nuestro proyecto no encontramos con escaleras apoyadas transversalmente, debido a que sus apoyos se encuentran empotrados en las placas adyacentes PL 03 y PL 07, estructuralmente cada paso y descanso trabajara independiente de los otros.

Las dimensiones de las secciones, pasos, contrapasos fueron definidos en el capítulo de Pre-dimensionamiento según nuestra configuración arquitectónica y tipo de edificación.

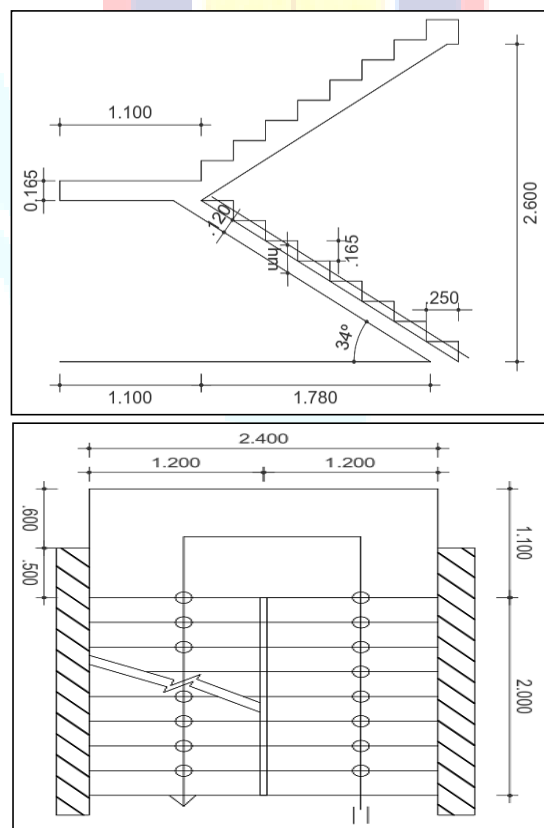
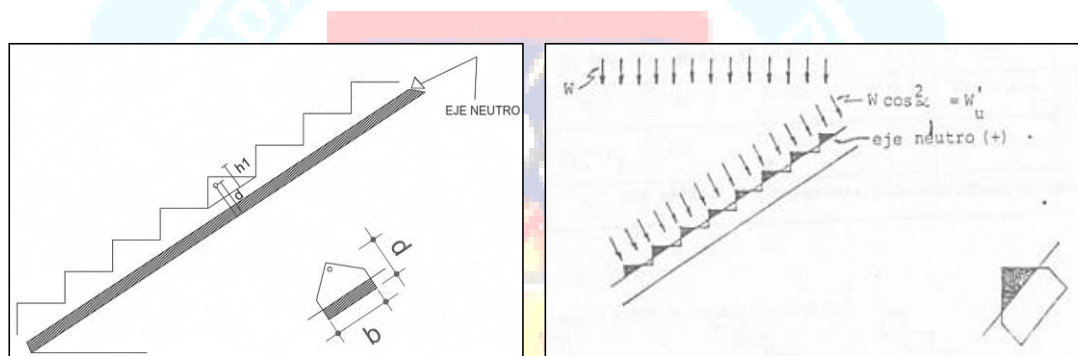


Figura 8.1. Arquitectura de Escalera

8.1.2. Diseño por Flexión

Las escaleras se diseñan para soportar cargas verticales, al comportarse como vigas se diseñaran con los mismos requerimientos de flexión y corte, los momentos serán determinados según las condiciones de apoyo. Para momentos Positivos la ubicación del eje neutro hace que la zona en compresión sea de forma triangular y para momentos negativos de forma rectangular, existiendo dos métodos de diseño.

Consideraremos que los pasos del tramo inclinado se diseñaran como vigas de sección triangular empotradas de un extremo y el descanso como viga de sección rectangular con empotramiento perfecto.



Datos de Diseño: para $C_p = 0.165 \text{ m}$; $P = 0.25 \text{ m}$; $\cos(\Theta) = \cos(33.4^\circ) = 0.834$ y $L_n = 2.88 \text{ m}$.

Espesor de Garganta "t"

$$t = L_n / 20 = L_n / 25$$

$$t = (L_n / 20 + L_n / 25) / 2$$

$$t = (288 \text{ cm} / 20 + 288 \text{ cm} / 25) / 2$$

$$t = 12.96 \text{ cm}$$

Altura "h₁"

$$h_1 = C_p \times \cos(\Theta)$$

$$h_1 = 16.5 \text{ cm} \times 0.834$$

$$h_1 = 13.76 \text{ cm}$$

Peralte Efectivo "d"

$$d = t + (h_1 - r_e)$$

$$d = 12.96 \text{ cm} + (13.76 \text{ cm} - 4 \text{ cm})$$

$$d = 22.73 \text{ cm}$$

$$h_m = t / \cos(\Theta) + C_p / 2$$

$$h_m = 0.1296 \text{ cm} / 0.834 + 0.165 \text{ cm} / 2$$

$$h_m = 0.24 \text{ m}$$

Metrado de cargas

Descanso

Peso Propio	=	0.165 m x 2.4 tn /m ³	=	0.40	tn/m ²
Acabados	=	0.10 tn/m ²	=	0.10	tn/m ²
Sobrecarga	=	S/C	=	0.20	tn/m ²

$$Wu1 = 1.4 (0.50) + 1.7 (0.2) = 1.04 \text{ tn/m}^2$$

Pasos

Peso Propio	=	0.24 m x 2.4 tn /m ³	=	0.58	tn/m ²
Acabados	=	0.10 tn/m ²	=	0.10	tn/m ²
Sobrecarga	=	S/C	=	0.20	tn/m ²

$$Wu1 = 1.4 (0.68) + 1.7 (0.2) = 1.29 \text{ tn/m}^2$$

$$Wu'2 = Wu2 \times \cos(\Theta)^2 = 1.29 \text{ tn/m}^2 \times 0.834^2 = 0.90 \text{ tn/m}^2$$

Diseño para Momento Positivo (M⁺); para un a = d/5**Descanso**

$$\text{Para } b = 1.10 \text{ m y } d = 0.165 \text{ m; } Wu1 / \text{m} = 1.04 \text{ tn} / \text{m}^2 \times 1.10 \text{ m} = 1.14 \text{ tn} / \text{m}$$

$$Mu = (Wu L^2) / 12 = (1.14 \text{ tn} / \text{m} \times 2.40^2 \text{ m}) / 12 = 0.55 \text{ tn.m}$$

$$As^+ = Mu / [(\phi \times fy (d - a/2))]$$

$$As^+ = 0.55 \times 10^5 \text{ kg.cm} / [(0.90 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 (16.5 \text{ cm} - 16.5 \text{ cm}/10)]$$

$$As^+ = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$a = As \times fy / [(0.85 \times f'c \times b)]$$

$$a = 1.28 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 / [0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 110 \text{ cm}]$$

$$a = 0.27$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As_{\min} = 0.0018 \times 110 \times 16.5$$

$$As_{\min} = 3.27 \text{ cm}^2$$

Como $As^+ < As_{\min}$; Usar $As^+ = 3.27 \text{ } 1 \text{ } \varnothing 1/2'' @ 0.40 \text{ m}$

Pasos

Para $b = 25/0.834 = 0.2995 \text{ m}$; $Wu'2/m = 0.90 \text{ tn/m}^2 \times 0.29 \text{ m} = 0.27 \text{ tn /m}$

$Mu = (Wu L^2) / 12 = (0.27 \text{ tn / m} \times 1.20^2 \text{ m}) / 2 = 0.19 \text{ tn.m}$

$$As^+ = Mu / [(\phi \times fy (d - 2a/3))]$$

$$As^+ = 0.19 \times 10^5 \text{ kg.cm} / [(0.90 \times 4200 \text{ kg/cm}^2 (22.73 \text{ cm} - 2 \times 22.73 \text{ cm}/15))]$$

$$As^+ = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{(As \times fy) / \sqrt{[0.85 \times f'c \times b]}}$$

$$a = \sqrt{(1.28 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2) / \sqrt{[0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 110 \text{ cm}]}}$$

$$a = 1.94$$

$$As \text{ min} = 0.0018 \times b \times h$$

$$As \text{ min} = 0.0018 \times 29.95 \times (29.95 + 4)$$

$$As \text{ min} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Como $As^+ < As \text{ min}$; Usar $As^+ = 1.86 \text{ cm}^2$ 1 Ø 1/2" @ por cada Paso

Diseño para Momento Negativo (M^-):

Se tiene que para apoyos monolíticos rígidos $M^- \text{ diseño} = 1/2 M^+ \text{ diseño}$

Descanso

$As^- = 1/2 (1.28 \text{ cm}^2) = 0.64 \text{ cm}^2$; Usar 1 Ø 3/8" @ 0.35 m

Pasos

$As^- = 1/2 (0.26 \text{ cm}^2) = 0.12 \text{ cm}^2$; Usar 1 Ø 3/8" @ 0.35 m

Acero por temperatura;

Descanso

$Ast = 0.0018 \times 100 \times t = 0.0018 \times 100 \times 16.5 = 2.97 \text{ cm}^2$; Usar 1 Ø 3/8" @ 0.25 m

Pasos

$Ast = 0.0018 \times 100 \times t = 0.0018 \times 100 \times 12.96 = 2.33 \text{ cm}^2$; Usar 1 Ø 3/8" @ 0.30 m

8.1.3. Diseño por Cortante

La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante por el concreto, puesto que la resistencia al corte del acero es mínima.

$$V_u \text{ máx.} = W_u \times L / 2 = (1.04 \times 2.40) / 2 = 1.22 \text{ tn}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times t$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 29.95 \text{ cm} \times 12.96 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 2.53 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$2.53 \text{ tn} > 1.22 \text{ tn} \text{ Conforme}$$

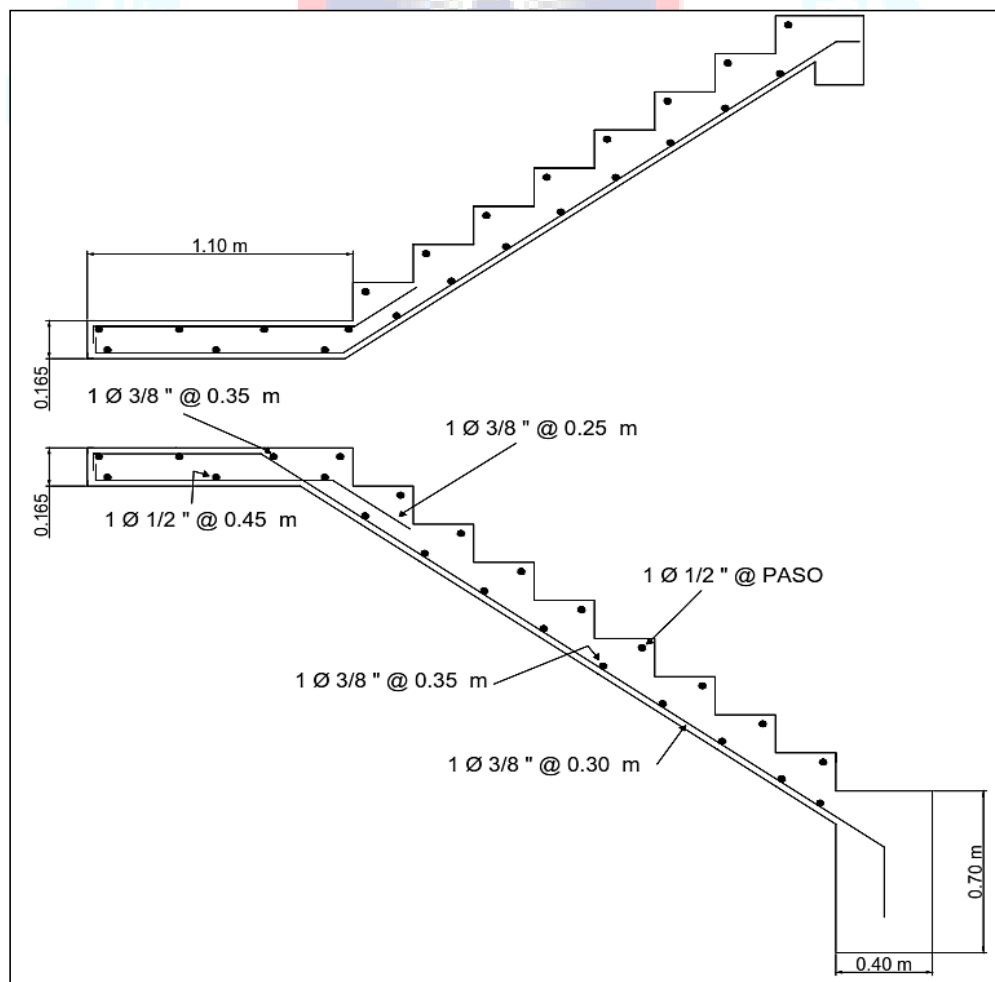


Figura 8.2. Detalle de acero en escalera

CONCLUSIONES

-La configuración estructural planteada de pórticos y placas de concreto armado es ideal ya que, debido a la presencia de placas en ambas direcciones se pudo controlar las derivas de entrepiso, obteniendo valores máximos de 0.0067 en el análisis sísmico estático y 0.0067 en el análisis dinámico, corroborando que se encuentra dentro del rango establecido para elementos de concreto armado según la norma E.030 de Diseño Sismo-resistente.

-Se verifica que la estructura posee una adecuada rigidez en ambas direcciones de análisis debido a la gran densidad de placas; En los resultados del análisis modal se ha constatado que se ha superado el 90 % de la masa participativa en el sexto y quinto periodo para la dirección x y dirección y respectivamente, gobernando los periodos $T_x = 0.342$ y $T_y = 0.377$.

-La cortante dinámica obtenida en la base resulto menor del 90 % de la cortante estática, por ello se vio en la necesidad de escalar proporcionalmente los valores de los esfuerzos obtenidos para el diseño de los elementos estructurales, cuyos factores de amplificación fueron 1.29 en la dirección x y 1.21 en la dirección y.

-En resumen la estructura tiene un adecuado comportamiento frente a solicitaciones sísmicas y en lo posible un óptimo diseño estructural, sin embargo la presencia de placas y losa de cimentación incrementarían el costo de la edificación, pero la configuración arquitectónica lo exige y se ha querido conservar dicha arquitectura.

RECOMENDACIONES

-Debido a la baja capacidad portante que presentan los suelos, se recomienda previo a la ejecución del proyecto, considerar obras de mejoramiento de subrasante con material de préstamo en toda el área de contacto con la platea, reemplazando como mínimo 40 cm de terreno, y compactándolo al 100 % del Proctor Modificado en capas de 20 cm, siendo necesario realizar las pruebas de densidad de campo; además se recomienda según el estudio de mecánica de suelos emplear agregados de las canteras de vice, Sojo o cerro mocho para el diseño del concreto.

-Se recomienda siempre el trabajo conjunto con el arquitecto y el especialista en el estudio de suelos para que cursen información referente al proyecto y de esta manera se haga una investigación completa, de tal manera que se puedan obtener todos los datos necesarios para el diseño y no se produzcan cambios en el futuro con respecto a la arquitectura y la cimentación.

BIBLIOGRAFIA

- 8.2. SAN BARTOLOMÉ, ÁNGEL. “Análisis de Edificios” Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial 1998.
- 8.3. BLANCO BLASCO, ANTONIO. “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” Capitulo de Ingeniería Civil, Consejo Departamental de Lima
- 8.4. E.HARSMEN, TEODORO. “Diseño de Estructuras de Concreto Armado” Pontificia Universidad Católica del Perú, Tercera Edición, Fondo Editorial 2002.
- 8.5. MORALES MORALES, ROBERTO. “Diseño de Concreto Armado” Instituto de la Construcción y Gerencia, Tercera Edición, Fondo Editorial ICG 2006.
- 8.6. DELGADO CONTRERAS, GENARO. “Diseño de Estructuras Aporticadas de Concreto Armado”, Fondo Editorial EDICIVILS.R.L, Novena Edición, Lima-Perú 2011.
- 8.7. GRACIELA FRATELLI, MARIA. (1993) “Suelos, Fundaciones y Muros” Caracas: Colegio de Ingenieros.
- 8.8. ALVA HURTADO, JORGE E. “Diseño de Cimentaciones” Instituto de la Construcción y Gerencia, Tercera Edición, Fondo Editorial ICG 2006.
- 8.9. FERNANDEZ CHEA, CARLOS ANTONIO. “Análisis y Diseño de Escaleras” Lima-Perú.
- 8.10. NORMA TECNICA PERUANA E.020 “Cargas” Reglamento Nacional de Edificaciones 2009
- 8.11. NORMA TECNICA PERUANA E.030 “Diseño Sismoresistente” Reglamento Nacional de Edificaciones 2016.



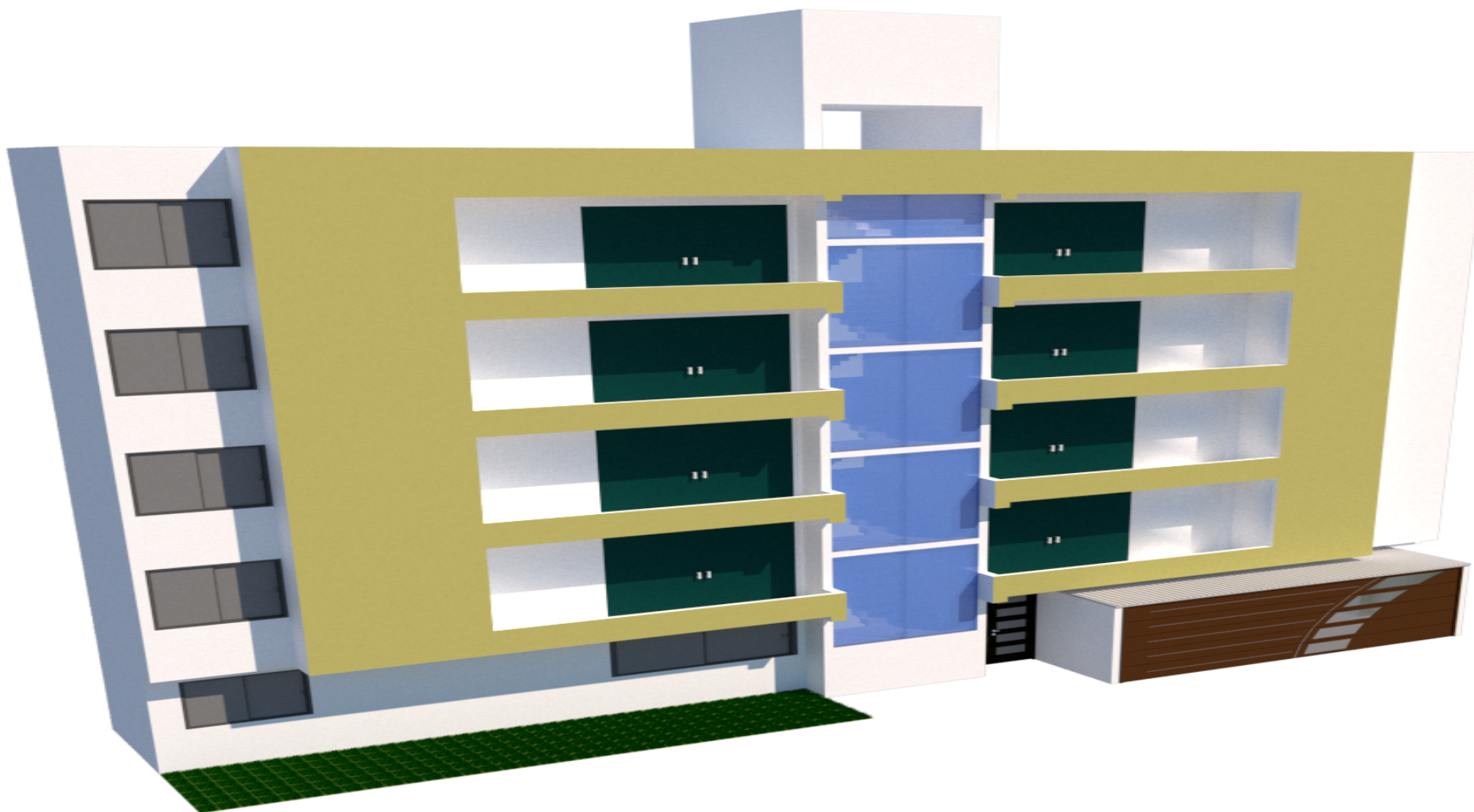
8.12. NORMA TECNICA PERUANA E.060 “Concreto Armado” Reglamento Nacional de Edificaciones 2009.


8.13. NORMA TECNICA PERUANA E.050 “Suelos y Cimentaciones” Reglamento Nacional de Edificaciones 2009.



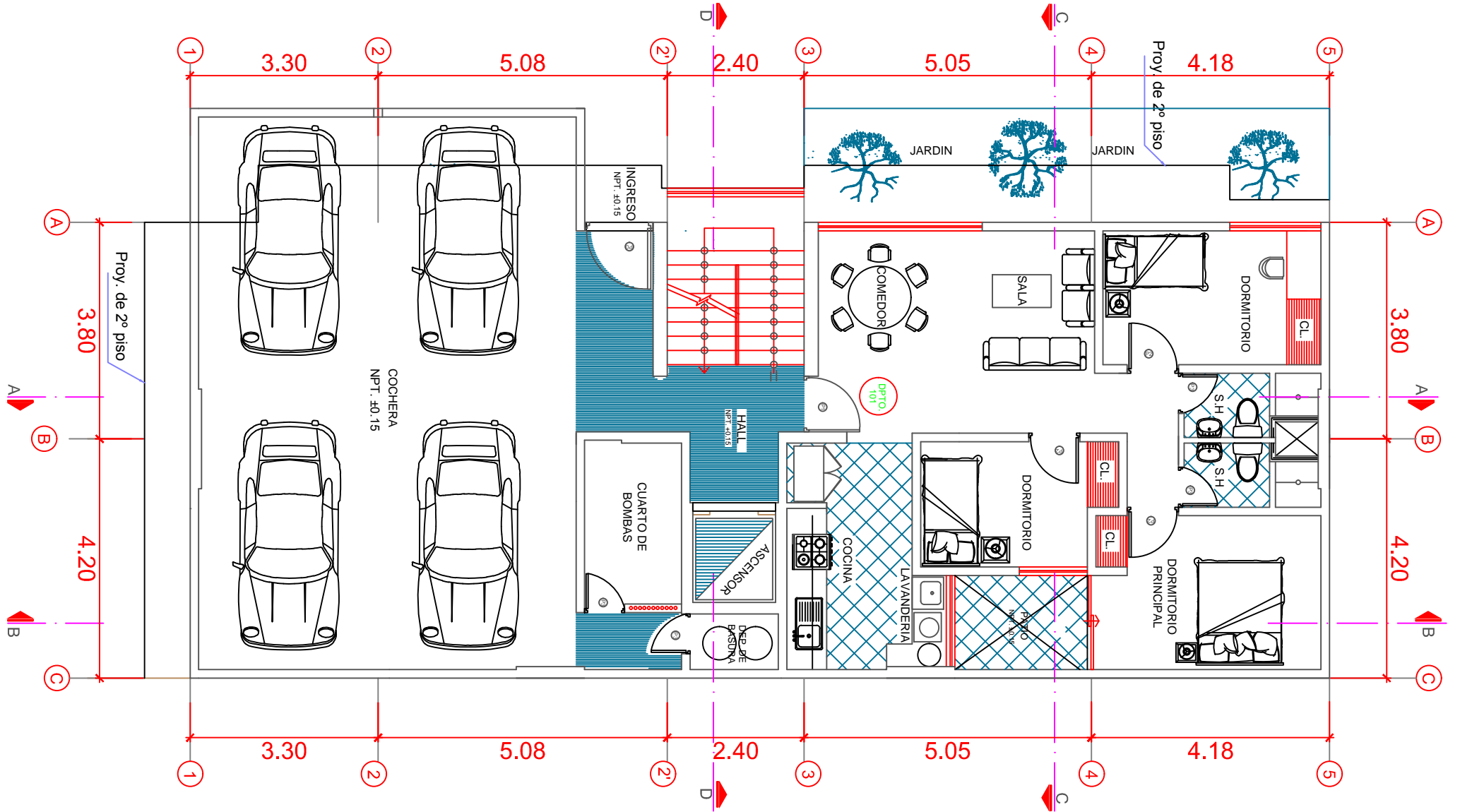



ANEXOS



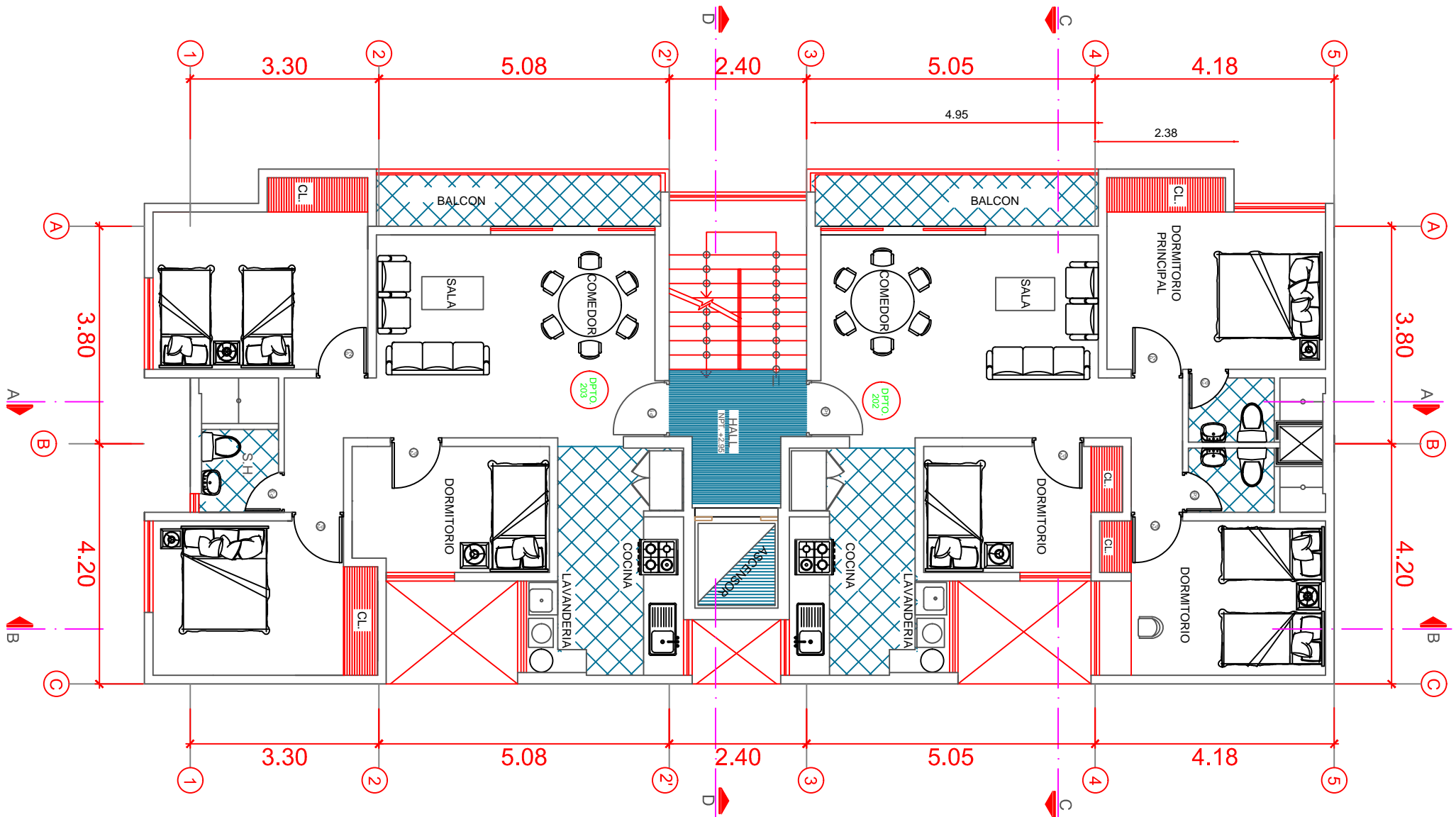
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER:	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
	PROYECTO:	"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "
	LAMINA:	RENDER A0


PRIMERA PLANTA



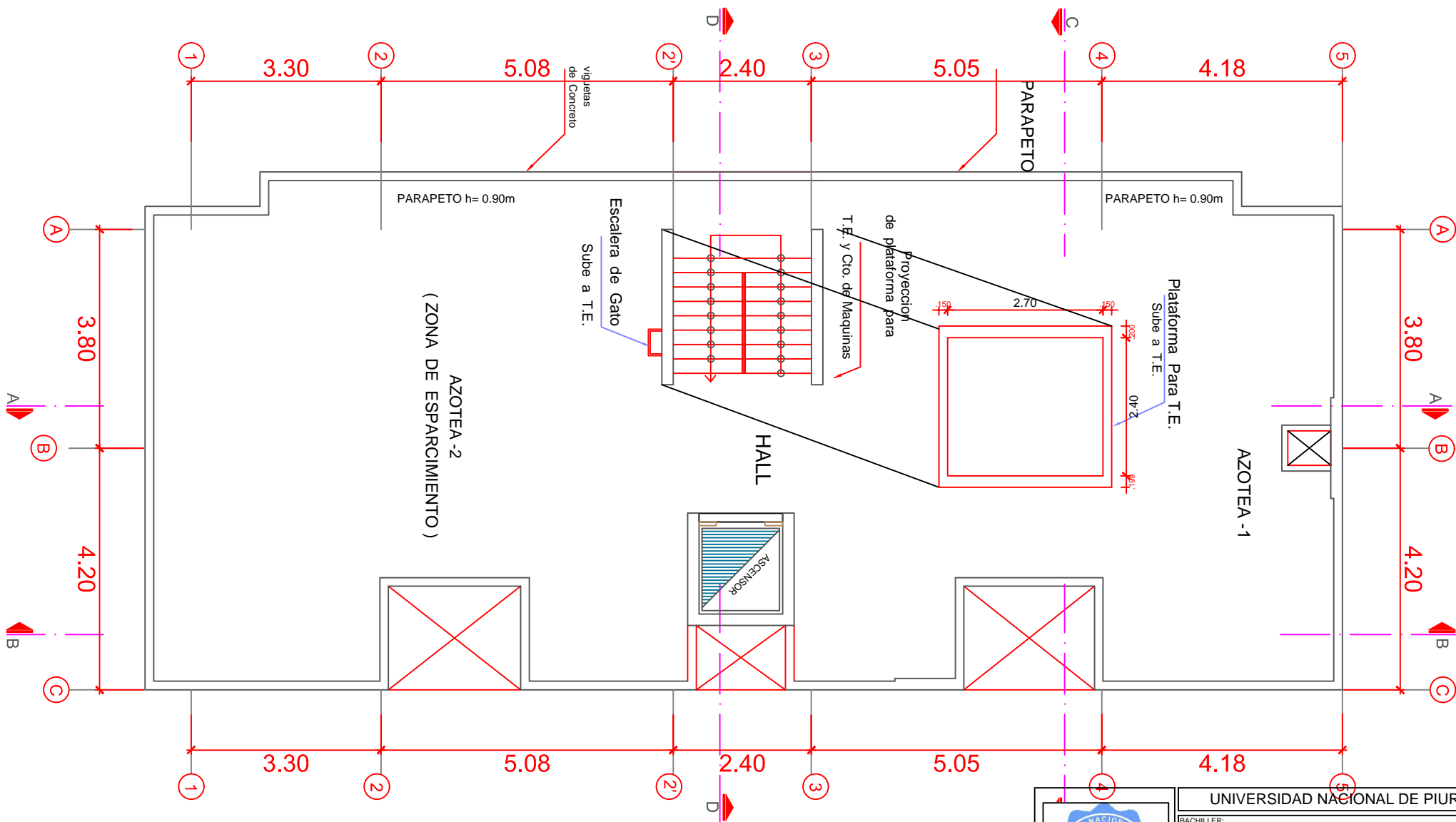
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER:	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
	PROYECTO:	"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "
	LAMINA:	AP-01


PLANTA TIPICA, 2.3.4.5

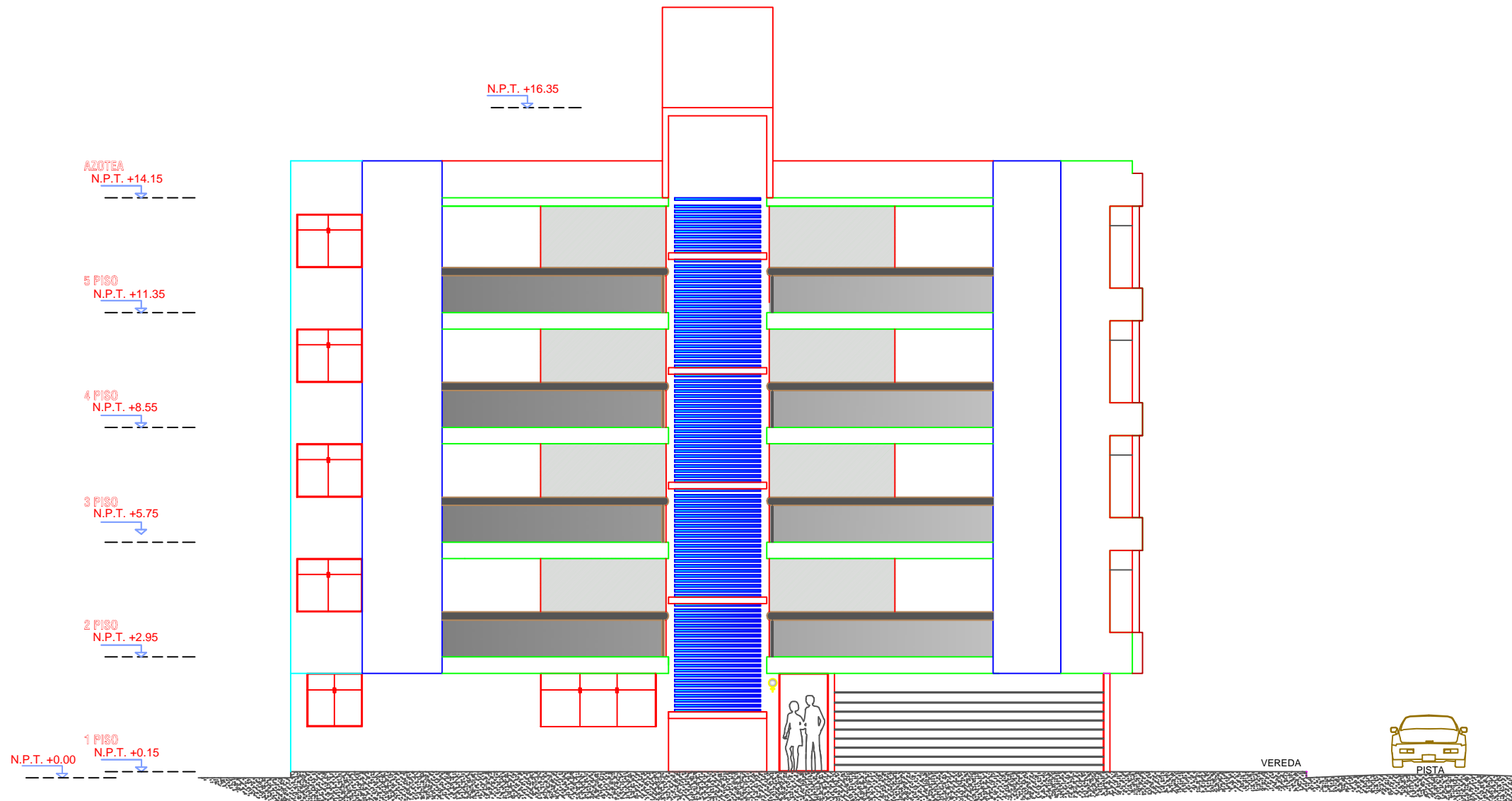


	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER:	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
	PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "	
	LAMINA:	AP-02

AZOTEA



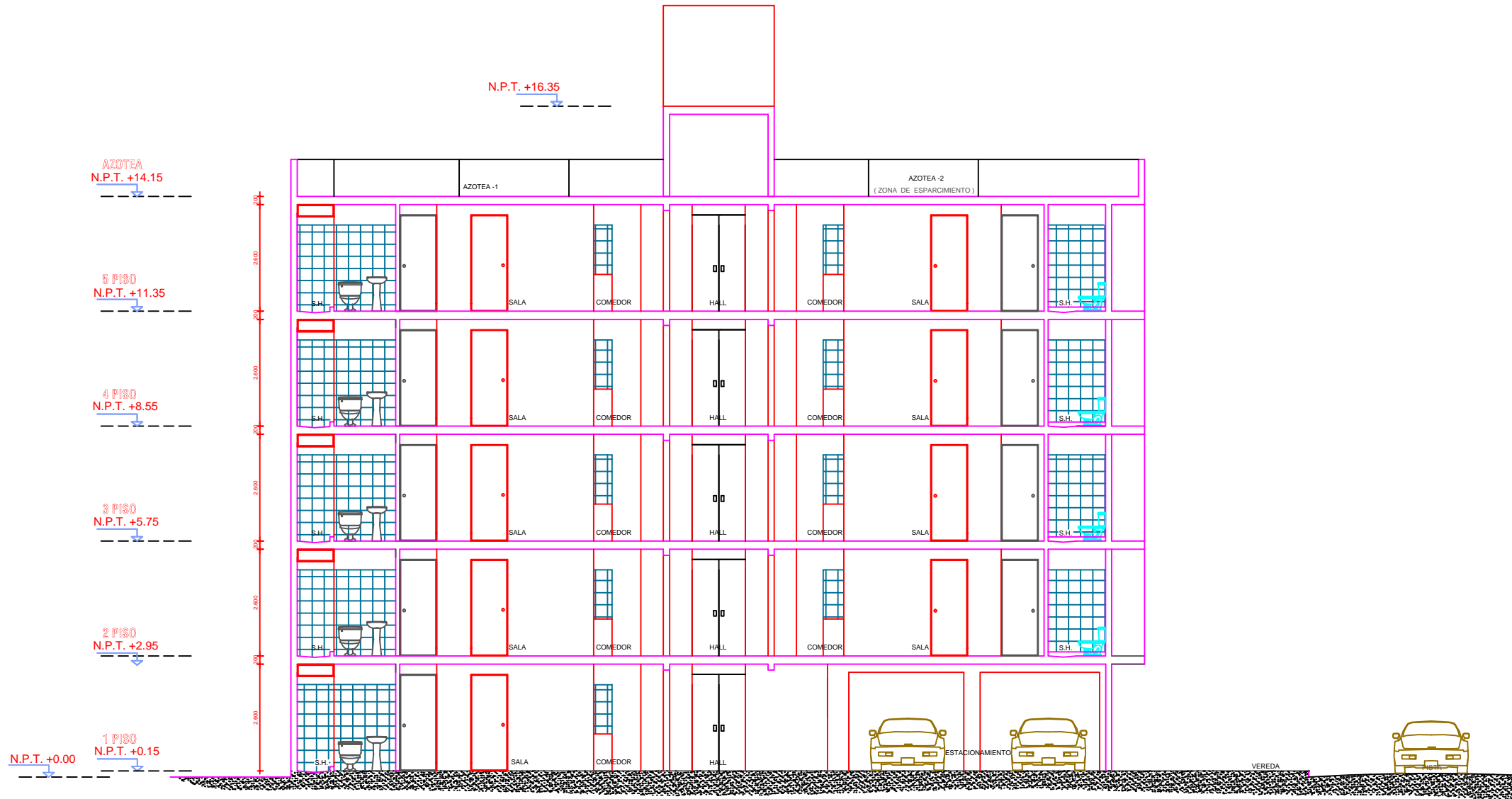
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER: JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR	
	PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "	
	LAMINA: AP-02	




ELEVACION LATERAL

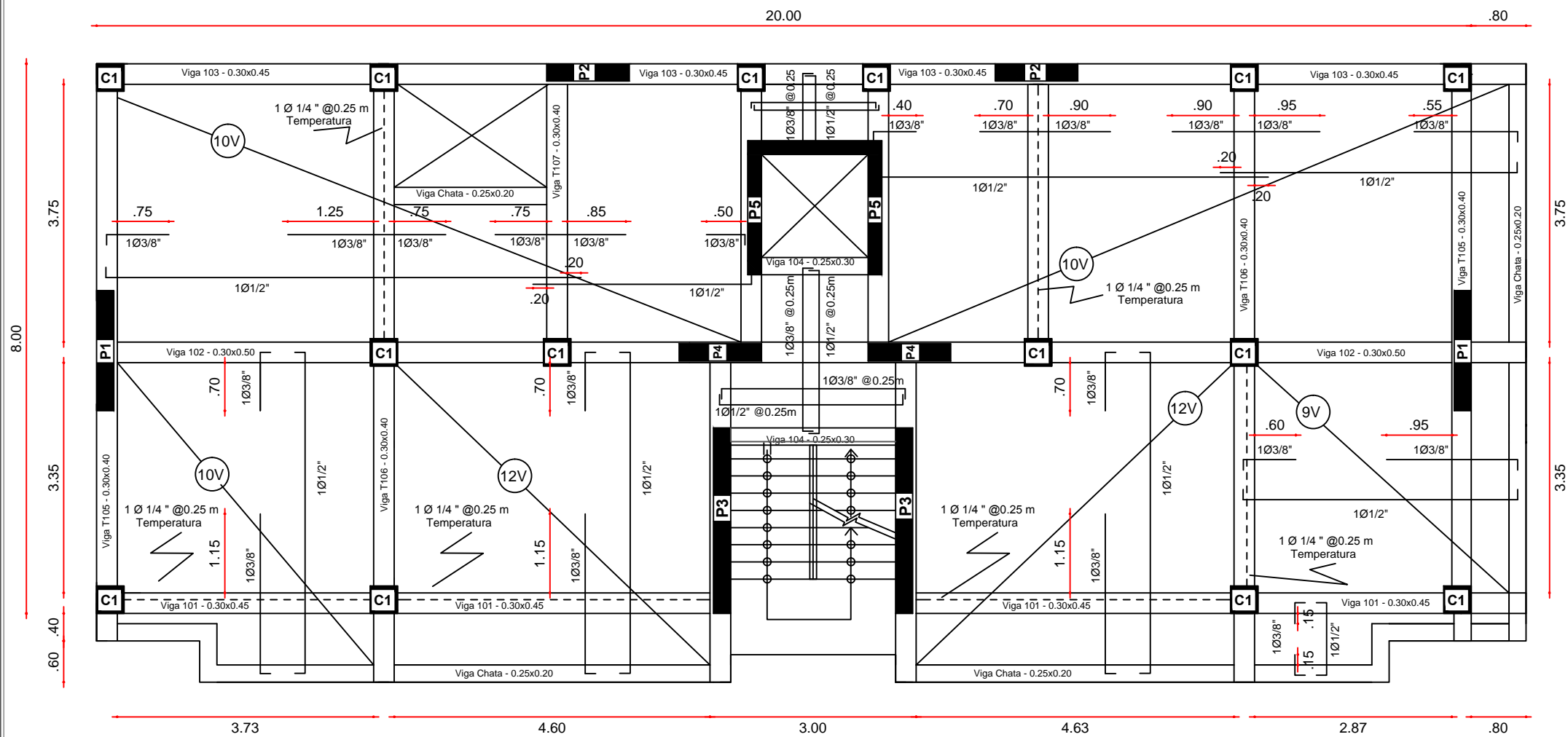


UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
BACHILLER:	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "	
LAMINA:	AE-02




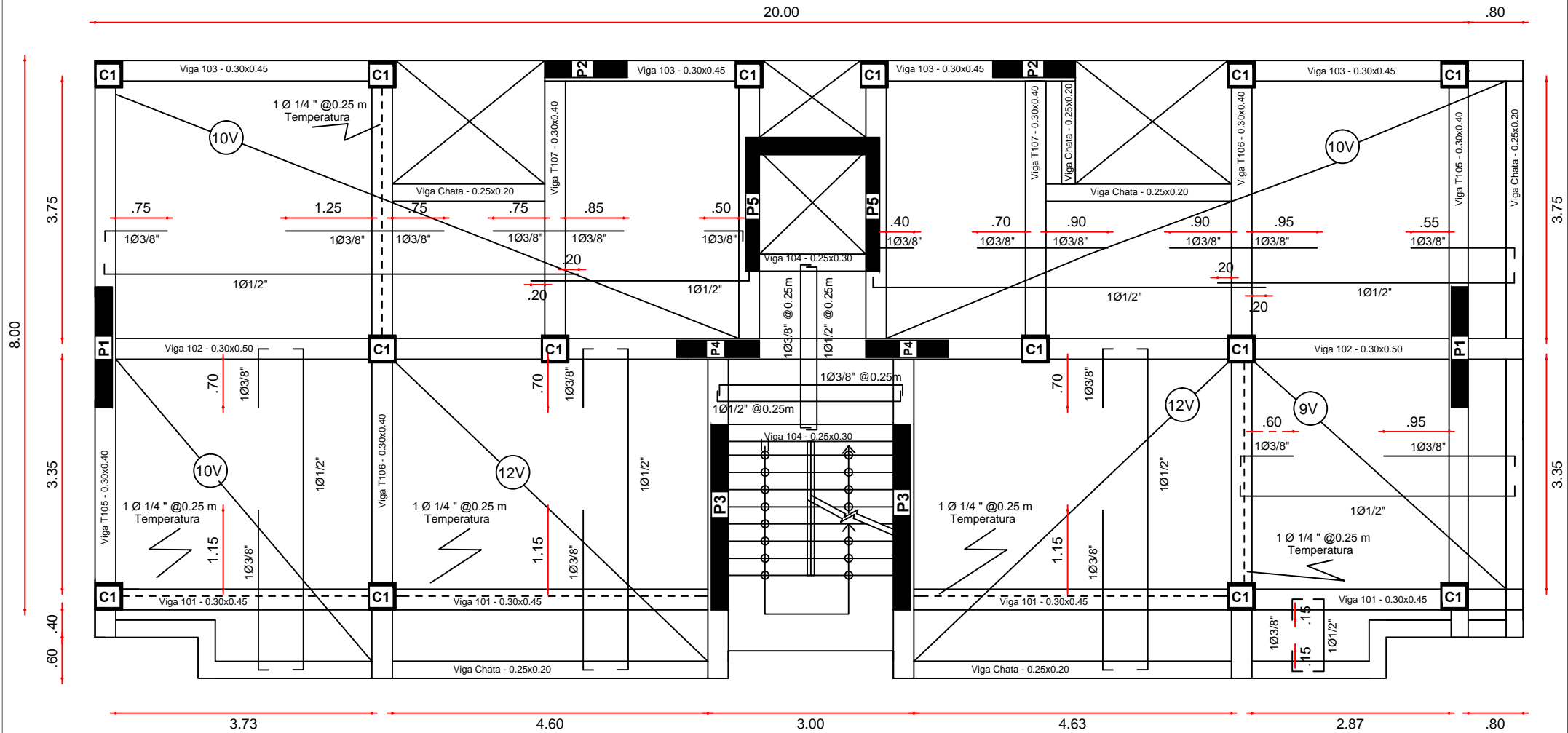
CORTE : A-A

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER:	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
	PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "	
	LAMINA:	AE-02




Primer Nivel

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER:	
	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR	
	PROYECTO:	
"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "		
LAMINA:		ES 01



Planta Tipica

	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER: JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR	
	PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "	
	LAMINA: ES 02	

Technical drawing of a reinforced concrete beam showing a plan view and two cross-sections (Corte B-B and Corte A-A).

Plan View Details:

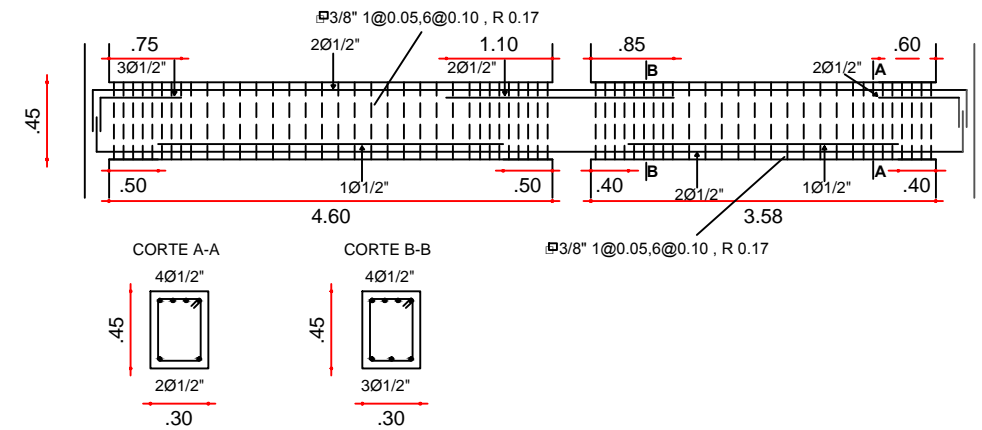
- Reinforcement: $\varnothing 3/8" 1@0.05, 6@0.10, R 0.17$
- Dimensions (m): .80, .50, 2.70, .30, 1.10, .50, 4.62, .75, .50
- Reinforcement diameters and spacing: $2\varnothing 1/2"$, $3\varnothing 1/2"$, $1\varnothing 1/2"$
- Labels: A, B

Corte B-B:

- Dimensions: 50 1/2" (width), 20 1/2" (height)
- Reinforcement: $5\varnothing 1/2"$ (top), $2\varnothing 1/2"$ (bottom)
- Overall width: .30m

Corte A-A:

- Dimensions: 30 1/2" (width), 20 1/2" (height)
- Reinforcement: $3\varnothing 1/2"$ (top), $2\varnothing 1/2"$ (bottom)
- Overall width: .30m



Technical drawing of a reinforced concrete slab with three cross-sections (A-A, B-B, C-C) and a detailed longitudinal section. The drawing shows various reinforcement bars (2Ø5/8, 1Ø1/2, 2Ø1/2, 3Ø3/4) and their spacing. Dimensions are given in feet and inches. The longitudinal section shows a total length of 3.73 feet and a total width of 0.50 feet. The cross-sections show the slab thickness and the reinforcement layout.

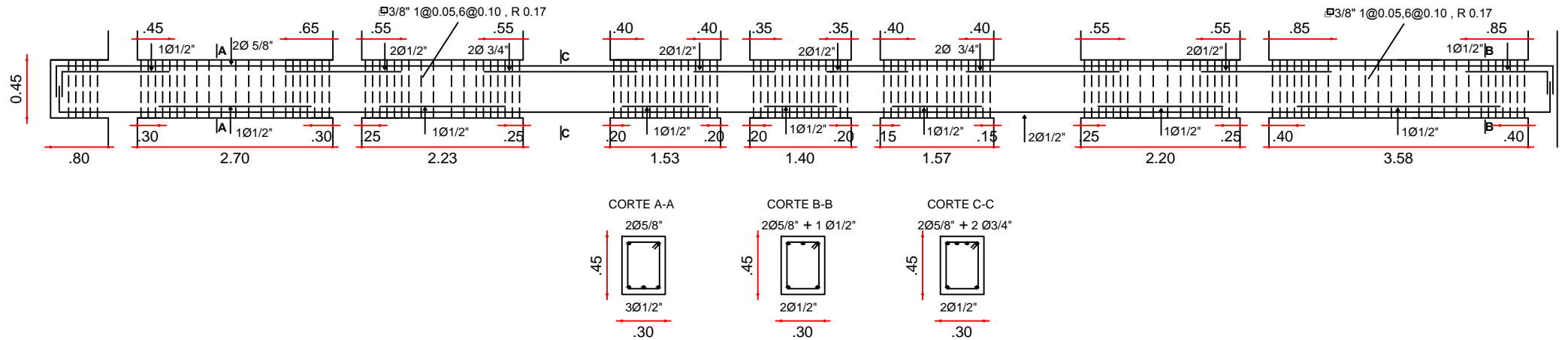


BACHILLER: JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR

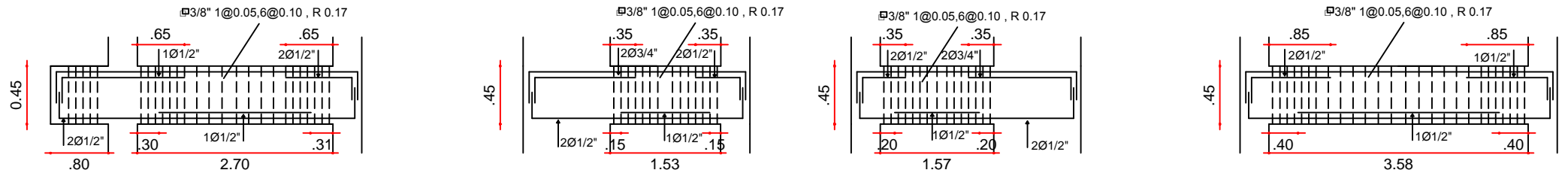
PROYECTO:
"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS
Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA
PROVINCIA DE SULLANA "

LAMINA: ES 03

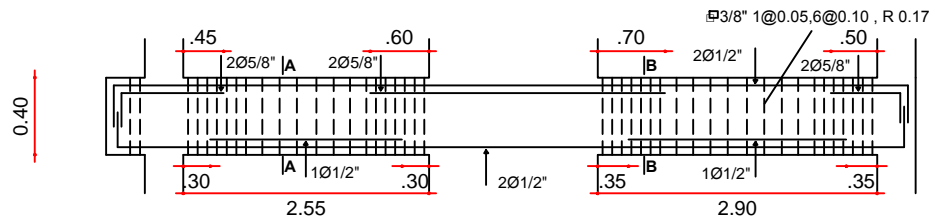
VIGA LONGITUDINAL 103-0.30x0.45 (1 Nivel)



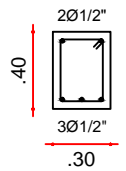
VIGAS LONGITUDINALES EJE C-C (2-5 Nivel)



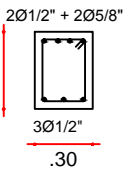
VIGA TRANSVERSAL EJE 1-1 (1-5 Nivel)
VIGA TRANSVERSAL EJE 5-5 (1-5 Nivel)



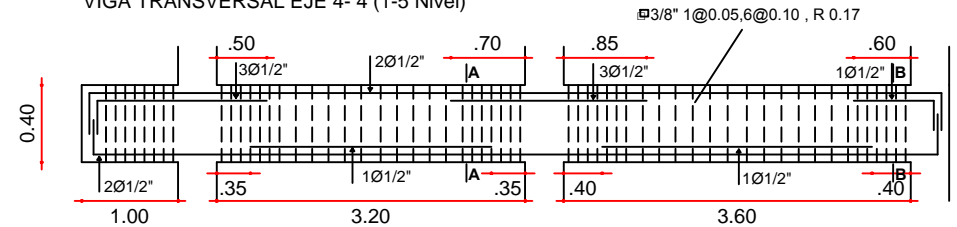
CORTE A-A



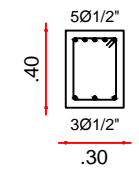
CORTE B-B



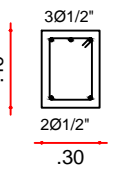
VIGA TRANSVERSAL EJE 2-2 (1-5 Nivel)
VIGA TRANSVERSAL EJE 4-4 (1-5 Nivel)



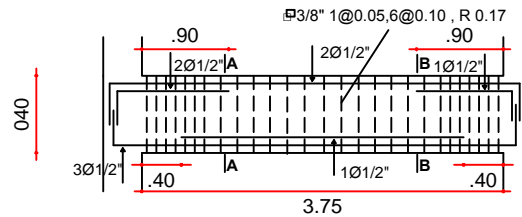
CORTE A-A



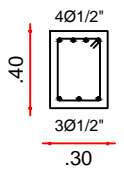
CORTE B-B



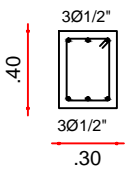
VIGA TRANSVERSAL C6-P2 (1-5 Nivel)
VIGA TRANSVERSAL C9-P10 5-5 (1-5 Nivel)



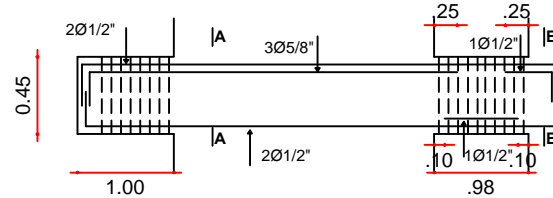
CORTE A-A



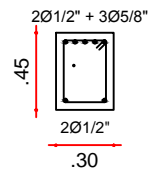
CORTE B-B



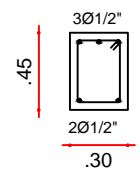
VIGA TRANSVERSAL EJE 2', EJE 3 (1-5 Nivel-Zona Escalera)



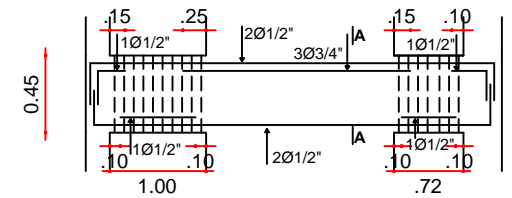
CORTE A-A



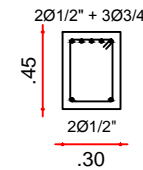
CORTE B-B



VIGA TRANSVERSAL EJE 2', EJE 3 (1-5 Nivel-Zona Ascensor)



CORTE A-A



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

BACHILLER:

JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR

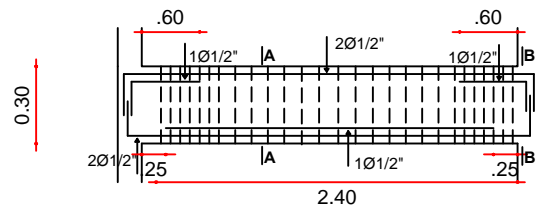
PROYECTO:

"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS
Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA
PROVINCIA DE SULLANA "

LAMINA:

ES 05

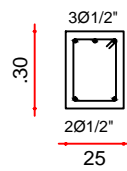
VIGA DE BORDE LOSA MACIZA P3-P7 (1-5 Nivel)



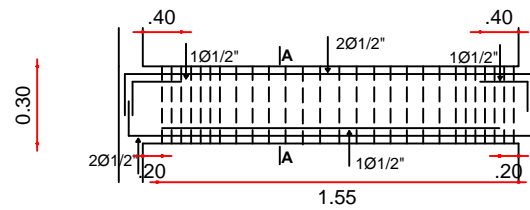
CORTE A-A



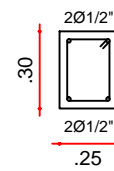
CORTE B-B



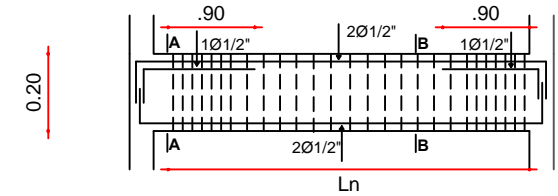
VIGA DE BORDE LOSA MACIZA P5-P9 (1-5 Nivel)



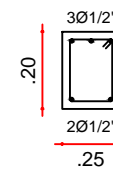
CORTE A-A



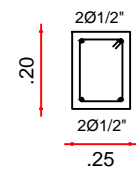
VIGA CHATA TIPICA (1-5 Nivel)




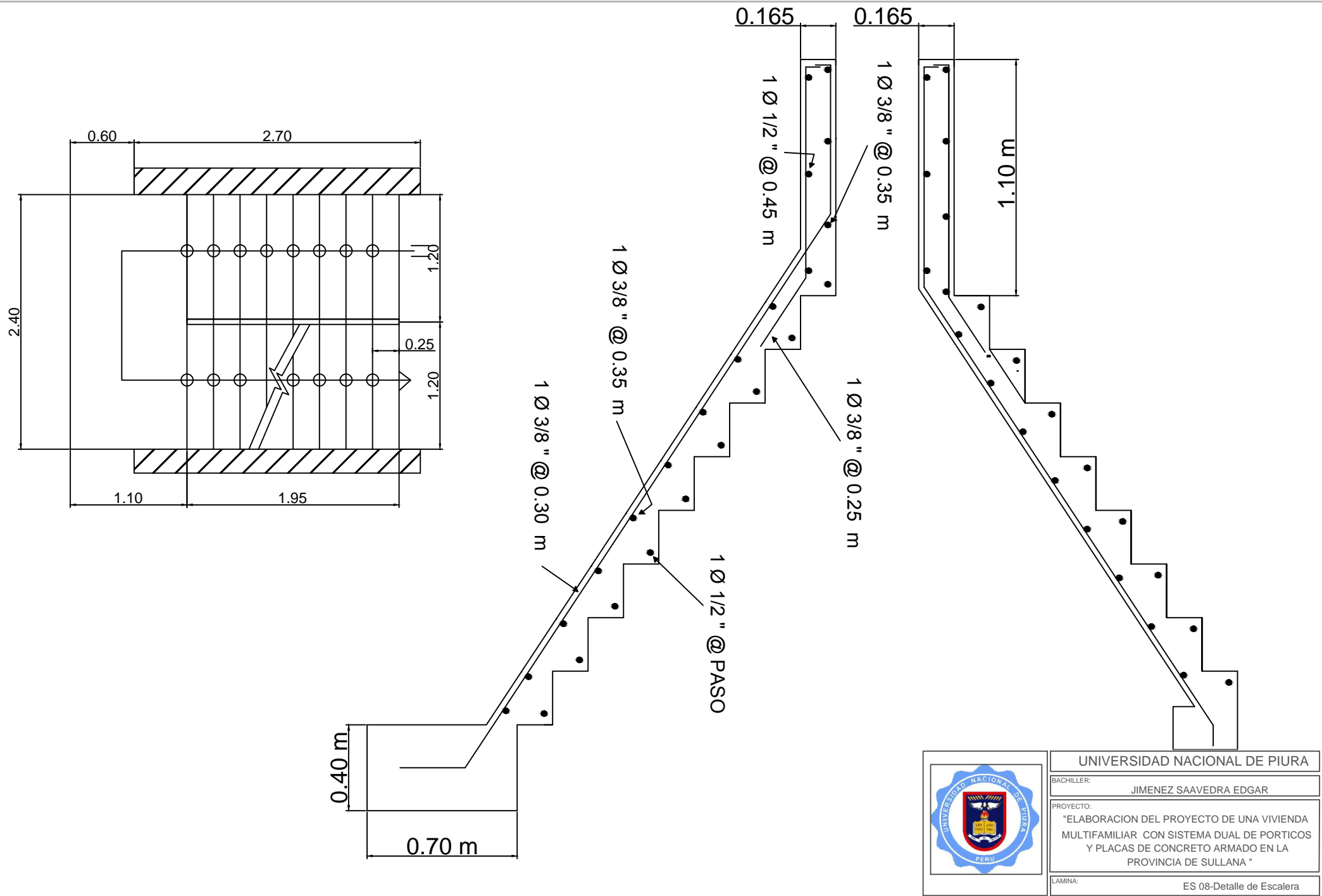
CORTE A-A



CORTE B-B



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
	BACHILLER: JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR	
	PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "	
	LAMINA: ES 06	

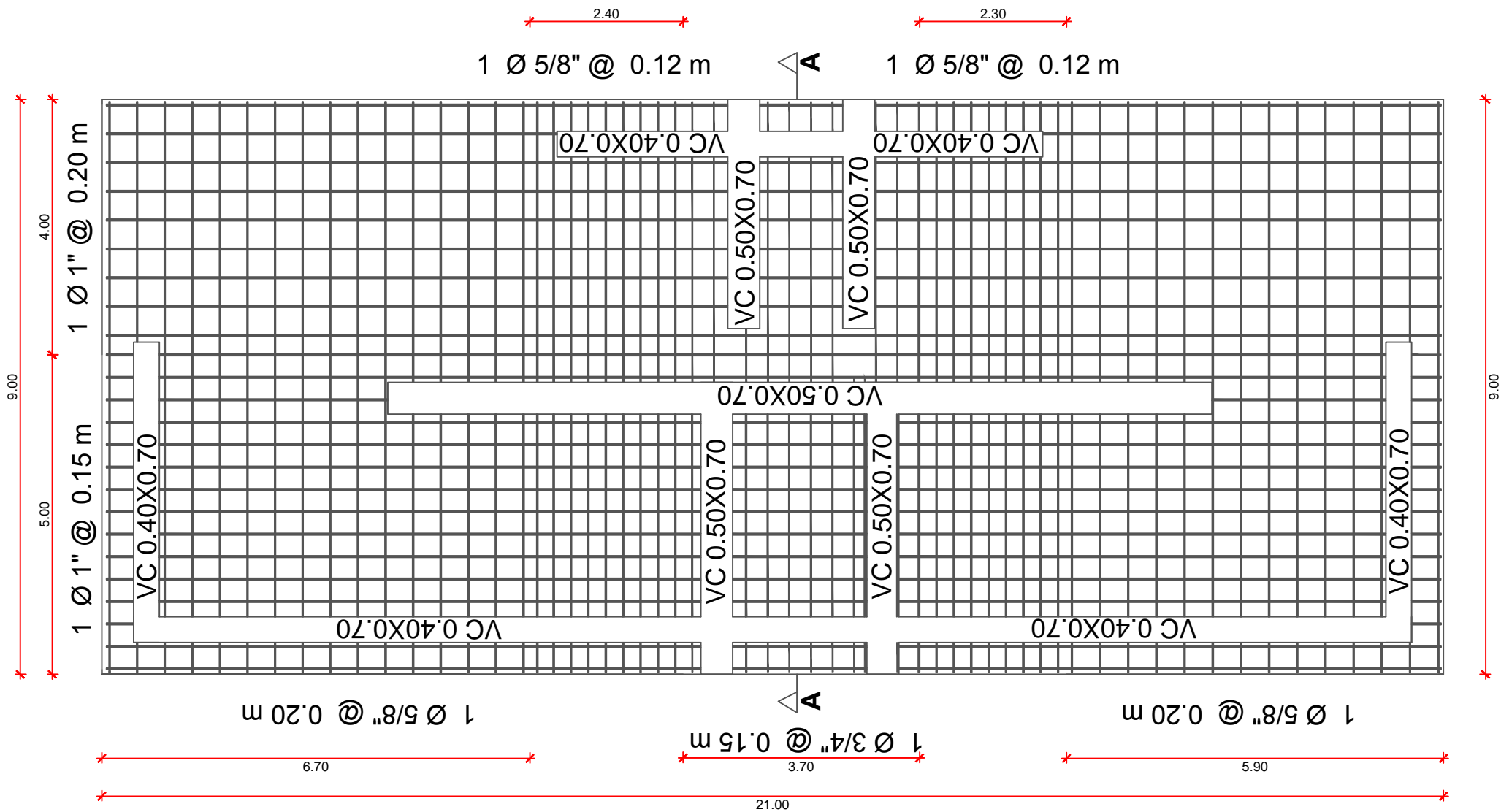



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

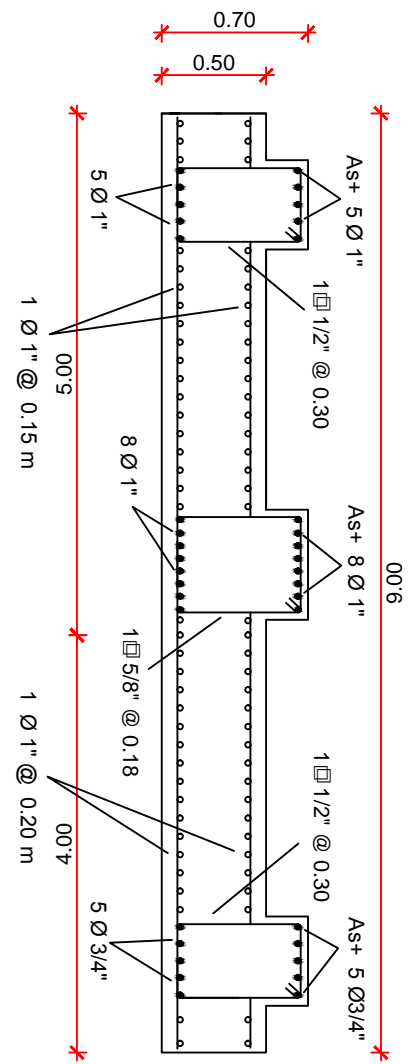
BACHILLER: JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR

PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "

LAMINA: ES 08-Detalle de Escalera



	UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
	BACHILLER: JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
	PROYECTO: "ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "
	LAMINA: ES 010-Detalle Plata de Cimentacion



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA	
BACHILLER:	JIMENEZ SAAVEDRA EDGAR
PROYECTO:	"ELABORACION DEL PROYECTO DE UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR CON SISTEMA DUAL DE PORTICOS Y PLACAS DE CONCRETO ARMADO EN LA PROVINCIA DE SULLANA "
LAMINA:	ES 011-Detalle Vigas de Cimentacion

